

20.829/H/04



MILIK PERPUSTAKA
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI TIPE *SHEARWALL FRAME* DENGAN METODE *PUSHOVER* *ANALYSIS* MENGGUNAKAN SNI 2002

OLEH :

HERIBERTUS FAJAR KRISTIANTO
3199.100.007



RSS
690
Kri
P
2004

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS

Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

PERPUSTAKA
ITS

Tgl. Terima	2-8
Terima dari	1
No. Agenda Prp.	720

PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2004

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI TIPE *SHEARWALL FRAME* DENGAN METODE *PUSHOVER* ANALYSIS MENGGUNAKAN SNI 2002


OLEH :

HERIBERTUS FAJAR KRISTIANTO
3199.100.007

SURABAYA, JULI 2004

MENGETAHUI / MENYETUJUI :

DOSEN PEMBIMBING I



Ir. MUDJI IRMAWAN, MS
NIP. 131.790.588



DOSEN PEMBIMBING II



Dr. Ir. TRIWULAN, DEA
NIP. 130.520.315

**PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2004**

**PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI
TIPE SHEARWALL FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS MENGGUNAKAN SNI 2002**

OLEH :
HERIBERTUS FAJAR KRISTIANTO
3199.100.007

ABSTRAK

Sekarang ini dalam perencanaan gedung telah mengalami beberapa perubahan. Perubahan ini dilatarbelakangi oleh adanya beberapa kekurangan yang terdapat pada konsep lama yang biasanya disebut dengan *Forced Based Design*, sehingga dikembangkanlah metode baru yang berorientasi pada kinerja gedung ini yang disebut dengan *Performance Based Design*. Oleh karena itu penulis mencoba menerapkan metode baru ini pada pendesainan gedung 10 lantai yang menggunakan tipe *Shear Wall Frame*. Tugas Akhir ini memfokuskan dalam penggunaan metode spektrum kapasitas atau yang lebih dikenal dengan *Pushover Analysis*, yang digunakan untuk mengetahui perilaku sesungguhnya struktur yang ada saat menanggung pembebanan lateral akibat gaya gempa terukur. Analisa *Pushover* ini berpatokan pada peraturan ATC-40, SNI 03 – 1726 – 2002, dan FEMA-273. Pada awal analisa dilakukan dengan perhitungan struktur dengan menggunakan SK SNI 03 – xxxx – 2001 dan 1971. Juga dihitung target perpindahan rencana yang didapatkan sebesar 0,581 m, perpindahan ini merupakan representasi dari *performance level* yang diinginkan. Setelah perhitungan struktur terpenuhi maka analisa dilanjutkan dengan *running pushover analysis* dengan menggunakan SAP 2000 sebagai program bantu. Hasil utama yang didapatkan adalah kurva kapasitas, *performance point*, dan letak pembentukan plastis pada struktur yang ada. Lalu dilanjutkan dengan membandingkan simpangan struktur yang sesuai dengan kapasitasnya dengan target perpindahan rencana yang ditetapkan sebelumnya. Dalam tugas akhir ini setelah dilakukan analisa didapatkan bahwa target displacement tidak dapat terpenuhi karena displacement terjadi hanya sebesar 0,4775 m (17,7 % dibawah target). Maka harus dilakukan perbaikan desain. Setelah dilakukan pembesaran tulangan maka didapatkan *displacement* sebesar 0,557 m atau sebesar 4,53 % dari target displacement yang sebesar 0,581 m, tetapi hal itu tidak menjadi masalah karena selisihnya masih dibawah target yaitu sebesar 5 %

Kata kunci : *Performance based Design, Shearwall Frame, Pushover Analysis, Performance Point, displacement*

Kata Pengantar

Puji syukur dan ucapan terima kasih yang tak terhingga saya panjatkan ke Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat dan kurniaNya, sehingga terlepas dari kesulitan dan rintangan yang ada, akhirnya saya bisa menyelesaikan buku ini.

Tugas Akhir ini mengambil topik tentang *Performance-based Design* dimana lebih rinci difokuskan pada pemanfaatan analisa Pushover untuk mendesain suatu. Penulis tertarik mengangkat topik permasalahan ini karena makin maraknya aplikasi pemanfaatan *Performance-based Design* di dalam dunia konstruksi bangunan, khususnya di daerah-daerah dengan tuntutan gaya gempa yang besar dan pendetailan yang akurat.

Di Indonesia sendiri memang dirasakan masih kurang 'populer'nya metode ini. Mungkin hal ini dikarenakan Indonesia memang bukan daerah yang sering mengalami gempa besar atau mungkin juga karena dirasakan metode ini masih terlalu rumit dan tidak praktis. Oleh karena itulah diharapkan dengan penyusunan Tugas Akhir ini menambah sedikit khazanah dan wawasan bagi para pembacanya.

Dalam kesempatan ini pula, Penulis ingin menyampaikan penghargaan dan terima kasih kepada orang-orang yang telah memungkinkan selesainya Tugas Akhir ini.

1. Bapak, Ibu, dan semua kakak-kakak ku, untuk segala dukungannya baik moral maupun material selama ini.
2. Bpk Ir. Mudji Irmawan, MS. selaku dosen pembimbing, untuk segala bimbingan, dan kesabarannya selama proses penyusunan tugas akhir ini, serta untuk semua pinjaman literatur nya yang amat berguna.
3. Ibu Dr. Ir. Triwulan, DEA. Atas bimbingannya sehingga Tugas Akhir ini terselesaikan dengan sebaik-baiknya, dan juga terimakasih atas segala pembangunannya.
4. Bpk Ir. R. Sutjipto T, Msc. Atas bimbingannya selama saya menjalani kuliah, dan segala dorongannya.
5. Semua dosen di Teknik Sipil ITS yang tidak dapat saya sebutkan nama persatu, yang telah mendidik dan membimbing saya sejak awal perkuliahan hingga detik ini. Jasa-jasa baik kalian akan selalu saya kenang sepanjang hayat.
6. Dan masih banyak lagi orang-orang yang tak dapat saya sebutkan nama persatu disini. Terima kasih untuk segala budi baiknya.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa terlepas dari segala upaya dan usaha y
Tugas Akhir ini masih amat jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, penulis
senang hati dan tangan terbuka menerima segala saran maupun kritik yang men
untuk perbaikan konsep/materi ataupun tata cara penulisan yang ada.

Akhir kata, diharapkan semoga tulisan ini mampu membawa manfaat ba
pembaca sekalian.

**“SALAM DAMAI DALAM NAMA YESUS KRISTUS DAN PUJI SYU
ATAS SEGALA RAHMATNYA ”**

Surabaya, Juli 200

Penulis

LEMBAR PERSEMBAHAN

Puji syukur yang tak terhingga saya panjatkan kehadiran Tuhan Yang maha Esa sehingga Tugas Akhir ini bias terselesaikan dengan begitu banyak perjuangan dan doa. Saya sadar bahwa saya tidak mungkin dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini tanpa bantuan dari berbagai pihak, oleh karena itu saya ingin menuliskan beberapa kata yang mengungkapkan rasa terima kasih yang tak terkira kepada :

- ❖ Bapak dan Ibu yang selalu memdoakan saya, memberikan dorongan kepada saya ketika mengalami kesulitan, dan banyak hal lagi yang kalian lakukan untuk saya , terima kasih atas semua itu. Meskipun adek pernah melakukan kesalahan yang sangat besar yang sangat menyakiti hati kalian tetapi kalian tetap mencintai adek, terima kasih dan sekali lagi adek mohon maaf telah melakukan kesalahan itu. Adek selau mencintai kalian sampai akhir hayat adek.
- ❖ Bapak dan Ibu dan keluarga sedati yang selalu me,berikan dorongan dan bantuan yang sangat berarti kepada saya.
- ❖ Mas Yudi, mas Wiwin, mbak Utit, mbak Heni, mbak Nanik, dan mas Ardeta. Bantuan dan doa kalian sangat berarti bagi adek, dan juga terimakasih atas kasih saying kalian. Adek tahu bahwa adek tidak akan biasa menyelesaikan segala masalah adek tanpa bantuan kalian. Dan juga terima kasih atas " kiriman" nya apabila adek membutuhkan. You are the best brothers and sisters for me, thanks a lot, and I love you all.
- ❖ My love Ratih yang selalu dengan sabar memberikan dukungan apabila ada kesulitan, yang selalu mendoakan saya, dan selalu memgerti kepada saya, I love you so much, wait for me and we will together forever, soon.
- ❖ My brother Mokhamad "Litle brother"Alkhamd Darmansyah dan Budi " The two millions man" Prasetyo. Kita pernah mengalami masa yang penuh perjuangan bersama sama dan aku harap persahabatan kita akan tetap terjalin selamanya.

- ❖ Untuk The Tree Maskenter (Stres-na, Bangsatrio, and Zebe), Faries terima kasih atas dukungannya dan bantuannya, dan akhirnya kita bisa widuda bareng-bareng, dan juga kepda Eko-pack terima kasih atas dukunganmu dan kue nya (wis dibayar durung karo Alkhand).
- ❖ Untuk Ali dan Data terima kasih atas segala bantuan dan masukannya.
- ❖ Untuk Gugus, Dadut, Bismo, Krisna, Udien, Renggo, Seno-Man terima kasih bantuannya ya, aku selalu akan mengingatnya
- ❖ Untuk para bidadari S-42 : Reni Malang, Reni mBangil, Yang'Sofyan, Avriel, Maya, Resti, meme Deasy, Nophie', Farida, Ratih'tante Peggy, Wonda, Sonya, Pipit, Rina'RIMut', Septania, Erlin'kethoprak humor', Isti Sita, Monica, Sari, Andina. Terimakasih mau mewarnai kampus.
- ❖ Untuk lanang-lanang S-42 : Gudus, Bambang, nDollies, Bondan'fisher, Bendot-man, Wahyu'mBah', Faisal, Osa, GN-Thong, Welly, Dadutz, Sujatz, Qiyip, Qomar, Kenth, Tielies, Cupang, Tobil, Edo, Vian, Antok'Ngalam', Sugeng'nganyuk', Raras, Agung cilik, Agung BeHa, Anjang'nggalek', Ibon"Dhus", Dedi'Gempa', Anol'Bawean', Ming, Gendon, Odjie, Arie, Endar'ndemo', Andec, Jarwo'bhurix', Sony'lebus', to-Yanto, Sinyo Sun, Ebet, Yunanto, Ical, Rawon, Teyenk, Hari afre', Ginting, Aga'duro', Adie, Si kembar Dani – Deni, Pendhy'raja ngibul', Adit'kenthung', Timbul, Musni, Sutan, Terimakasih atas kebersamaan kita. Kalian sangat LUGU (LUCu tapi ngGUilani puolll). We are one, dude !!!
- ❖ Cak So dan Pak Damiri terima kasih atas bantuannya dan ruang baca yang asri. Mbah Mo dan Kantin Crew atas makanan bergizinya selama dalam penantian kelulusan. Pak Yok atas penjagaanya yang ketat
- ❖ Dan juga kepada semua pihak yang tidak bisa saya sebetkan satu-persatu yang telah membantu saya, terimakasih semoga Tuhan selalu memberkati kalian.

Daftar Isi

Halaman Judul

Lembar Pengesahan

Abstrak

Kata Pengantar

Daftar Isi

Daftar Gambar

Daftar Tabel

Daftar Notasi

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

1.2 Permasalahan

1.3 Tujuan

1.4 Batasan Permasalahan

1.5 Sistematika Penulisan

BAB II DASAR PERENCANAAN

2.1. Umum

2.2. Peraturan Yang Digunakan

2.3. Pemodelan Struktur

2.4. Pembebanan

2.5. Analisa Struktur

BAB III METODOLOGI

3.1. Preliminary Design

3.1.1. Perencanaan Balok

3.1.2. Perencanaan Kolom

3.1.3. Perencanaan Pelat

3.1.4. Perencanaan Balok Anak

3.2. Perencanaan Struktur Sekunder

3.2.1. Perencanaan Tulangan Pelat

3.2.2. Perencanaan Tulangan Tangga

- 3.2.3. Perencanaan Tulangan Balok Anak
- 3.3. Pembebanan
 - 3.3.1. Beban Arah Vertikal
 - 3.3.1.1. Beban Mati
 - 3.3.1.2. Beban Hidup
 - 3.3.2. Beban Arah Horizontal (Lateral)
 - 3.3.2.1. Beban Angin
 - 3.3.2.2. Gaya Gempa Dasar
 - 3.3.3. Kombinasi Pembebanan
- 3.4. Perpindahan (*Displacement*)
 - 3.4.1. Kontrol *Displacement*
 - 3.4.2. Penentuan Target Perpindahan Rencana
- 3.5. Perhitungan Struktur Tulangan Utama
 - 3.5.1. Redistribusi Momen
 - 3.5.2. Penulangan Balok Induk
 - 3.5.3. Penulangan Kolom
 - 3.5.4. Sambungan Balok – Kolom
- 3.6. Tulangan *Shearwall*
- 3.7. *Pushover Analysis*
 - 3.7.1 Kapasitas
 - 3.7.2 *Demand*
 - 3.7.3 Titik Kinerja (*Performance Point*)
 - 3.7.3.1 Prosedur A
 - 3.7.3.2 Prosedur B
 - 3.7.3.3 Prosedur C

Bab IV DASAR TEORI

- 4.1. Konsep Force-Based Design
- 4.2. Konsep Performance-Based Design

BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

- 5.1. Balok
 - 5.1.1. Perencanaan Balok Memanjang
 - 5.1.2. Perencanaan Balok Melintang

- 5.2. Kolom
- 5.3. Pelat
 - 5.3.1. Perencanaan Pelat
 - 5.3.2. Pembebanan Pelat
 - 5.3.3. Perencanaan Penulangan Pelat
- 5.4. Tangga
 - 5.4.1. Perencanaan Tangga
 - 5.4.2. Pembebanan Tangga
 - 5.4.3. Perencanaan Penulangan Tangga
 - 5.4.4. Perencanaan Balok Bordes
- 5.5. Perencanaan Balok Anak
 - 5.5.1. Perencanaan Balok Anak Atap
 - 5.5.2. Perencanaan Balok Anak Lantai

BAB VI ANALISA STRUKTUR UTAMA

- 6.1. Data-data Perencanaan Gedung
- 6.2. Pebebanan Arah Vertikal
 - 6.2.1. Perhitungan Beban Per Satuan Luas
 - 6.2.2. Perhitungan Beban Equivalen
- 6.3. Perhitungan Beban Lateral Akibat Gempa
 - 6.3.1. Perhitungan Berat Total Bangunan
 - 6.3.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar
 - 6.3.2.1. Pembebanan Arah Melintang Gedung (Arah Y)
 - 6.3.2.1.1. Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal
 - 6.3.2.2. Pembebanan Gempa Arah Memanjang Gedung (Arah X)
 - 6.3.2.3. Penyebaran Arah Gempa
 - 6.3.2.4. Waktu Getar Alami Fundamental
- 6.4. Perhitungan Beban Angin
- 6.5. Kontrol *Displacement*
- 6.6. Penentuan Target Perpindahan Rencana
- 6.7. Analisa Gaya-Gaya Dalam (Analisa Linier)
- 6.8. Perhitungan Penulangan
 - 6.8.1. Redistribusi Momen Tumpuan Balok

- 6.8.2 Penulangan Lentur Balok
- 6.8.3 Penulangan Geser Balok
- 6.8.4 Penulangan Lentur Kolom
- 6.8.5 Penulangan Transversal Kolom
- 6.8.6 Sambungan Balok-Kolom
- 6.8.7 Tulangan *Shearwall*
- 6.9 Rekap Hasil Perhitungan Penulangan
 - 6.9.1 Tulangan Balok
 - 6.9.2 Tulangan Kolom

BAB VII ANALISA PUSHOVER

- 7.1 Analisa Statik Non-Linear
- 7.2 Analisa Pushover dengan SAP2000
- 7.3 Hasil Analisa Pushover
- 7.4 Solusi Untuk Mencapai Target Displacement Rencana
 - 7.4.1 Teori Umum
 - 7.4.2 Contoh Aplikasi Pada Perencanaan Gedung
 - 7.4.3. *Performance Point*

BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN

- 8.1 Kesimpulan
- 8.2 Saran

Daftar Pustaka

Lampiran

Daftar Gambar

- Gambar 3.1 Pemodelan Struktur Tangga
- Gambar 3.2 Pemodelan MDOF ke SDOF
- Gambar 3.3 Prosedur Analitis Performance-based design
- Gambar 3.4 Ilustrasi Metode Pushover beserta Kurva Kapasitasnya
- Gambar 3.5 Contoh Kurva Kapasitas yang mungkin terjadi
- Gambar 3.6 Respon Spektrum (Elastis)
- Gambar 3.7 Respon Spektrum dalam Format S_a vs T dan ADRS
- Gambar 3.8 Respon Spektrum Tereduksi
- Gambar 3.9 Prosedur A Setelah Tahap 6 (ATC-40)
- Gambar 3.10 Prosedur B Setelah Tahap 4 (ATC-40)
- Gambar 3.11 Prosedur B Setelah Tahap 7 (ATC-40)
- Gambar 3.12 Prosedur C Setelah Tahap 9 (ATC-40)
- Gambar 3.13 Flowchart Metodologi
- Gambar 5.1. Pelat
- Gambar 5.2 Potongan Pelat
- Gambar 5.3 Potongan Pelat
- Gambar 5.4 Denah Tangga dan Sistem strukturnya
- Gambar 5.5 Pembebanan pada Tangga
- Gambar 5.6 Penulangan Balok Bordes
- Gambar 5.7 Tributary Area
- Gambar 5.8 Koefisien Momen Balok Anak
- Gambar 5.9 Penulangan Balok Anak Atap
- Gambar 5.10 Penulangan Balok Anak Lantai
- Gambar 6.1 Distribusi Beban Pelat pada Balok
- Gambar 6.2 Penulangan pada balok BL 197
- Gambar 6.3 Hasil Analisa PCACOL v3.00 untuk Kolom KLM33
- Gambar 6.4 Diagram Interaksi Kolom K22 ($f_y = 500$ MPa, $\phi = 1.0$)
- Gambar 6.5 Contoh Sket Penulangan Transversal untuk Kolom
- Gambar 6.6 Analisa Geser pada Beam Column Joint Interior lantai 3

- Gambar 6.7 Sketsa Penulangan Boundary Elemenet
- Gambar 6.8 Tipe Penulangan Kolom
- Gambar 7.1 Hubungan Load-Deformation untuk Elemen Struktur yang Telah Digeneralisasi
- Gambar 7.2 *Acceptance Criteria*
- Gambar 7.3 Grafik Rasio Beban Pushover Terhadap Lantai Gedung
- Gambar 7.4 Grafik Load Deformation M3
- Gambar 7.5 Grafik Load Deformation PMM
- Gambar 7.6 Kurva Kapasitas (Trial Awal)
- Gambar 7.7 Kurva Momen-Rotasi Eksperimental dengan Confinement berbeda
- Gambar 7.8 Kurva Kapasitas (trial Akhir)

Daftar Tabel

- Tabel 3.1 Tipe-Tipe Perilaku Struktural
- Tabel 3.2 Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour A
- Tabel 3.3 Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour B
- Tabel 3.4 Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour C
- Tabel 6.1 Distribusi Gaya Gempa Dasar arah Melintang
- Tabel 6.2 Distribusi Gaya Gempa Dasar arah Memanjang
- Tabel 6.3 Distribusi Gaya Gempa Dasar
- Tabel 6.4 Distribusi gaya Gempa Dasar Hasil Kontrol Rayleigh
- Tabel 6.5 Simpangan Lateral Akibat Gempa dan Batasannya
- Tabel 6.6 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame
- Tabel 6.7 Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame
- Tabel 6.8 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Dinding
- Tabel 6.9 Perhitungan Target Perpindahan Rencana Dinding
- Tabel 6.10 Harga Momen Inersia Penampang Retak
- Tabel 6.11 Momen Tumpuan Balok Lantai 3
- Tabel 6.12 Momen Tumpuan Balok Lantai 3 Hasil Redistribusi
- Tabel 6.13 Penulangan Lentur Balok
- Tabel 6.14 Penulangan Geser Balok
- Tabel 6.15 Penulangan Kolom
- Tabel 7.1 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Beams
- Tabel 7.2 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Columns
- Tabel 7.3 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Members controlled by Flexure
- Tabel 7.4 Perhitungan Beban Pushover
- Tabel 7.5 Jenis-jenis Sendi Plastis untuk masing-masing elemen Struktur
- Tabel 7.6 Nilai Parameter Sendi Plastis M3
- Tabel 7.7 Nilai Parameter Sendi Plastis PMM

BILIK PENYUSUNAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH – NOPEMER



Tabel 7.8 Tabel Capacity Curve Hasil Analisa Pushover (Trial Awal)

Tabel 7.9 Tabel Capacity Curve hasil Analisa Pushover (Trial Akhir)

Tabel 7.10 Rekap hasil Penulangan Lentur Balok (trial Akhir)

Tabel 7.11 Rekap hasil Penulangan Geser Balok (trial Akhir)

Tabel 7.12 Rekap hasil Penulangan Kolom (trial Akhir)

Daftar Notasi

α_1	=	Koefisien Modal Massa untuk Natural Mode-1
β_{eff}	=	Redaman efektif struktur
Δ	=	Perpindahan
Δ_d	=	Target Perpindahan Rencana
Δ_v	=	Profil Perpindahan Rencana
Δ_M	=	Simpangan maksimum Respon Inelastis akibat V (UBC 1997)
Δ_s	=	Simpangan hasil Analisa Statik-Elastis akibat V (UBC 1997)
Δ_y	=	Perpindahan pada saat Leleh pertama
Δ_u	=	Perpindahan Ultimate
ε_y	=	Regangan leleh
ϕ_r	=	Daktilitas Kurvatur
γ	=	Berat Jenis
κ	=	Faktor Modifikasi untuk menilai paralellogram
μ_s	=	Daktilitas Struktur Rencana
π	=	3.14159...
θ	=	Rotasi Elemen Struktur
θ_c	=	Rotasi Elemen Struktur sesuai batasan Peraturan
θ_d	=	Rotasi Elemen Struktur Desain
θ_p	=	Rotasi pada saat kondisi Plastis
θ_y	=	Rotasi pada saat Leleh pertama
ρ	=	Rasio Tulangan Tarik
ρ'	=	Rasio Tulangan Tekan
A_j	=	Luas total Joint
A_s	=	Luas Tulangan Tarik
A_s'	=	Luas Tulangan Tekan
A_{sh}	=	Luas Tulangan Geser
b_e	=	Lebar Efektif Balok

b_w	=	Lebar Balok
C_a	=	Koefisien Gempa
C_t	=	Koefisien Gempa
C_v	=	Koefisien Gempa
d	=	Tinggi bersih balok diambil pada serat tekan atas hingga tulangan tarik
E_s	=	Modulus Elastisitas Baja
f_c^*	=	Tegangan Leleh Baja Tulangan
f_v	=	Tegangan Hancur Beton
F_{ix}	=	Gaya Gempa Terdistribusi pada lantai ke- i , x
g	=	Percepatan Gravitasi Bumi ($= 9.81 \text{ m/s}^2$)
h_i	=	Tinggi lantai ke- i
h_n	=	Tinggi Total Gedung
I_g	=	Momen Inersia Penampang Utuh
I_b	=	Momen Inersia Balok
I_c	=	Momen Inersia Kolom
I_{cr}	=	Momen Inersia Penampang Retak
L_n	=	Panjang Bentang Bersih
M_n	=	Momen Nominal
M_{pr}	=	Probable Moment Strength akibat tulangan terpasang
M_u	=	Momen Ultimate
M_y	=	Momen Leleh
PF_1	=	Participation Factor untuk Natural Mode-1
P_u	=	Gaya Aksial Ultimate yang bekerja pada elemen Struktur
q_{ek}	=	Beban Merata Ekuivalen
s	=	jarak spasi tulangan sengkang
S_a	=	Spectral Acceleration
S_d	=	Spectral Displacement
t	=	Tebal Pelat Lantai
T	=	Periode Struktur
W	=	Seismic Dead Load
V	=	Gaya Geser pada elemen struktur
V_c	=	Kuat Geser Beton

- V_s = Kuat Geser dari Tulangan
 V_B = Gaya geser dasar Gempa
 Z = Seismic Zone Factor



BA
PENDAHULU

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. LATAR BELAKANG

Sekarang ini telah terjadi pergeseran konsep dalam perencanaan struktur tahan gempa. Konsep lama yang berbasis pada kekuatan (*forced based design*) berangsur – angsur mulai ditinggalkan. Konsep baru yang mulai dikembangkan adalah konsep yang berbasis pada kinerja struktur itu sendiri atau yang disebut *performance based design*. Hal ini terjadi karena para ahli struktur menyadari bahwa keamanan dan keselamatan gedung tidak hanya tergantung pada kekuatan struktur yang ada saja, tetapi juga tergantung pada tingkat deformasi dan energi terukur pada saat struktur bekerja.

Ditinggalkannya konsep *forced based design* juga karena adanya kelemahan pada konsep tersebut. Pada konsep yang berpatokan pada kekuatan struktur menganggap bahwa struktur akan bersifat elastis pada saat menerima beban gempa. Padahal pada kenyataannya, struktur akan bersifat inelastis pada saat menerima beban gempa. Selain itu juga konsep ini tidak bisa menentukan secara pasti kekuatan batas struktur sesungguhnya.

Maka dikembangkanlah konsep baru yang disebut *performance based design* yang berpatokan pada kinerja struktur yang ada. Dimana pada konsep ini kinerja didapatkan dari kerusakan yang terjadi pada saat struktur menerima beban gempa. Dengan melihat kerusakan yang terjadi maka kita bisa mendapatkan batas maksimal gaya yang bisa diterima oleh struktur, dan juga bisa mendapatkan batas deformasi yang bisa diterima.

Oleh karena itu penulis mencoba untuk menerapkan konsep tersebut dalam perencanaan struktur gedung yang memiliki 10 lantai dan bertipe *shearwall frame*. Dimana pada pengerjaannya dititik beratkan pada penggunaan metode *pushover analysis* sebagai metode yang digunakan. Dan diharapkan Tugas Akhir ini menghasilkan suatu perencanaan yang menggunakan konsep *performance based design* yang hasil perhitungannya sesuai dengan persyaratan keamanan berdasarkan SNI 03 – 1726 – 2002, dan pada akhirnya nanti Tugas Akhir ini

digunakan sebagai bahan acuan pada perencanaan gedung beton bertulang selanjutnya.

1.2. PERMASALAHAN

Permasalahan yang akan dibahas pada penulisan Tugas Akhir ini adalah tentang suatu perencanaan struktur gedung yang memiliki 10 lantai yang berfungsi sebagai gedung perkantoran. Sistem struktur yang digunakan adalah *Shearwall Frame* yang dalam pengerjaannya digunakan konsep *performance based design* dengan metode *pushover analysis* sebagai titik beratnya. Sedangkan untuk peraturan yang digunakan adalah SK SNI 03 – xxx – 2001 dan PBI 1971 untuk perencanaan struktur dan pendetailannya, sedangkan untuk tata cara perencanaan ketahanan gempa pada perhitungan ini menggunakan SNI 03 – 1726 – 2002.

Perencanaan dengan menggunakan *Shearwall* ini dimaksudkan agar gaya geser yang terjadi pada gedung tersebut dapat diterima oleh struktur rangka balok-kolom maksimal sebesar 25% dan sisanya diterima oleh sistem dinding geser. Kemudian harus dapat dipastikan apakah kombinasi dari rangka balok-kolom dengan dinding geser membentuk satu kesatuan sistem yang bekerja sama untuk menahan gaya geser yang terjadi.

1.3 TUJUAN

Tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini adalah :

1. Merencanakan suatu struktur gedung 10 lantai dengan menggunakan *performance based design* dengan *pushover analysis*-nya sebagai metode analisis yang digunakan
2. Memperkenalkan aplikasi perencanaan struktur tahan gempa dengan konsep *performance based design* dan menggunakan peraturan gempa SNI 03 – 1726 – 2002.

1.4. BATASAN PERMASALAHAN

Batasan-batasan masalah yang diperlukan dalam tugas akhir ini adalah :

1. Perencanaan gedung ini terbatas pada perencanaan strukturnya saja, tidak termasuk arsitekturnya (denah, tampak, dan potongan)

2. Tidak membahas faktor ekonomis gedung
3. Asumsi gaya lateral yang dominan adalah gaya gempa
4. Pemodelan struktur dengan *shearwall* sistem

Disini yang disebut dengan *shearwall* sistem adalah sistem gedung di bebaskan dari beban gempa yang terjadi diterima oleh *shearwall* sebesar 75% dan sisanya diterima oleh kolom.

5. Tangga dan dinding dalam perencanaan dibuat nonrigid
6. Pembagian ruang menggunakan dinding partisi
Ini dimaksudkan agar mempermudah apabila terjadi perubahan susunan apabila terjadi pergantian pemilik kantor.
7. Program bantu yang digunakan adalah SAP 2000 dan PCA COL
8. Peraturan gempa yang digunakan adalah SNI 03 – 1726 – 2002
9. Peraturan yang dipakai pada saat pendetailan adalah SK SNI 03 – xxxx – dan PBI 1971
10. Tidak merencanakan bangunan bawah struktur
11. Pondasi dan daya dukung maupun kestabilan tanah tidak termasuk dalam Tugas Akhir ini
12. Pada saat menjalankan *pushover analysis*, deformasi tanah dianggap rigid

1.5.SISTEMATIKA PENULISAN

Dalam penulisan tugas akhir ini penulis menggunakan sistematika penulisan sebagai berikut :

BAB I

Pada bab ini penulis menjelaskan segala sesuatu yang menjadi dasar dalam penulisan tugas akhir ini, seperti latar belakang penulis menulis tugas akhir dengan judul permasalahan yang dibahas dalam tugas akhir ini, tujuan yang ingin dicapai , batasan masalah yang digunakan untuk mempersempit tinjauan yang dilakukan, sehingga penulisan dapat lebih sederhana.

BAB II

Bab ini membahas dasar – dasar dari perencanaan gedung ini

BAB III

Dalam bab ini dibahas metodologi yang dilakukan penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.

BAB IV

Bab ini membahas tentang berbagai pengertian dasar dari *performance based design* dan keunggulannya.

BAB V

Bab ini membahas tentang *preliminary design* dan perencanaan tulangan struktur sekunder.

BAB VI

Bab ini membahas tentang pembebanan yang terjadi. Selanjutnya dilanjutkan dengan perencanaan tulangan struktur utama dengan menggunakan hasil dari program SAP 2000 yang *output*-nya merupakan gaya dalam struktur akibat beban yang terjadi. Selanjutnya dilanjutkan dengan kontrol *drift* dan penentuan target perpindahan rencana.

BAB VII

Bab ini membahas tentang cara mendapatkan hasil dari *pushover analysis* dengan menggunakan program bantu SAP 2000 yang selanjutnya dibandingkan dengan besarnya target perpindahan rencana.

BAB VIII

Bab ini membahas kesimpulan dari penulis setelah melakukan penulisan tugas akhir ini dan saran apa yang diberikan penulis.

BAB

DASAR PERENCANAAN

BAB II

DASAR PERENCANAAN

2.1. UMUM

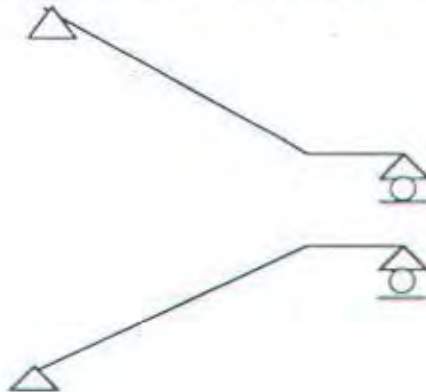
Data-data gedung yang digunakan :

- Material : $f_y = 400 \text{ Mpa}$
 $f'_c = 30 \text{ Mpa}$
- Fungsi gedung : Perkantoran
- Sistem gedung : *shearwall frame*
- Data gempa :

Zona gempa = 6 (SNI 03 – 1726 – 2002)

- Aturan khusus untuk tangga

Tangga dalam perencanaan ini diasumsikan bersifat non rigid dan diperletakan sendi - rol. Sehingga, dalam perencanaan gedung ini, tangga tidak dianggap sebagai struktur utama tetapi sebagai beban tambahan untuk menghitung gaya dalam pada struktur utama yang ada.



- Aturan khusus untuk dinding

Dinding dalam perencanaan ini diasumsikan bersifat nonrigid dan diberikan dilatasi antara dinding dengan struktur utama. Hal ini dilakukan agar pada saat terjadi defleksi pada struktur utama, dinding turut mengalami defleksi, sehingga tidak mengganggu pergerakan struktur yang ada. Hal ini berarti kekuatan dinding untuk menahan defleksi

diperhitungkan dan dinding pada perencanaan difungsikan hanya sebagai beban untuk menghitung gaya dalam struktur utama.

- Letak gedung jauh dari pantai
- Dimensi gedung (dilihat pada lampiran)

2.2. PERATURAN YANG DIGUNAKAN

Perencanaan dalam tugas akhir ini menggunakan peraturan yang berlaku yaitu

- SK SNI 03 – xxxx – 2001
- SNI 03 – 1726 – 2002
- Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983
- Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI) 1971

Selain peraturan diatas, dalam tugas akhir ini juga digunakan program berupa software, yaitu :

- PCACOL
- SAP 2000

2.3. PEMODELAN STRUKTUR

Adapun pemodelan struktur yang digunakan dalam gedung ini adalah :

a. Struktur atas utama

Gedung yang akan direncanakan ini adalah suatu struktur gedung yang menggunakan tipe *shearwall frame*. Dimana dalam perhitungannya struktur utama yang akan dianalisa adalah meliputi kolom, balok induk melintang, balok induk memanjang, dan *shearwall*.

b. Struktur Sekunder

Struktur sekunder adalah struktur pendukung yang hanya menyalurkan beban gempa yang ada. Adapun dalam gedung ini struktur sekunder yang akan dianalisa adalah balok anak, tangga, dan pelat. Dimana dalam perhitungan harus dipisahkan dengan struktur utama.

c. Struktur Bawah

Adapun struktur bawah merupakan struktur yang menghubungkan antara gedung dengan tanah. Dimana dalam perhitungannya harus bisa mengakomodasi seluruh beban yang ada dan disalurkan ke tanah. Struktur

bawah yang dimaksudkan disini adalah pondasi. Pondasi yang digunakan adalah sistem pondasi tiang pancang. Dimana dalam sistem ini meliputi tiang pancang, sloof, por, dan plat menerus. Tetapi dalam tugas akhir ini struktur bawah tidak dihitung.

Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada denah, potongan, dan pembalokan. Dan semuanya bisa dilihat pada lampiran.

2.4. PEMBEBANAN

Adapun dalam perhitungan beban yang ada mengacu pada SKSNI 03 – xxx:2001. Dimana didalamnya disebutkan bahwa struktur gedung akan menerima beban yang terdiri dari beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa.

2.5. ANALISA STRUKTUR

Pada saat analisa struktur kita akan menghitung kebutuhan tulangan yang diperlukan. Untuk itu diperlukan data gaya dalam yang terjadi pada struktur yang ada. Untuk mempermudah perhitungan maka digunakan program bantu SAP 2000 untuk membantu mendapatkan gaya dalam tersebut. Dimana hasil akhir dari analisa struktur adalah didapatkannya pendetailan tulangan yang dibutuhkan oleh struktur yang ada.



BAB I

METODOLOGI

BAB III

METODOLOGI

3.1. PRELIMINARY DESIGN

Preliminary Design merupakan langkah awal dari suatu perencanaan gedung. Dalam langkah ini kita menentukan dimensi struktur gedung yang akan digunakan dalam perencanaan nantinya.

3.1.1. Perencanaan Balok

Didalam SK SNI 03 – xxxx – 2001 pada tabel 9.5(a) disebutkan bahwa h_{min} yang terdapat pada dua tumpuan sederhana memiliki tebal minimum:

$$h_{min} = \frac{1}{16} L$$

dengan :

h_{min} = tebal minimum balok (mm)

L = panjang bentang (mm)

3.1.2. Perencanaan Kolom

Pada gedung ini direncanakan menggunakan dimensi kolom yang tipikal dimaksudkan untuk memudahkan dalam pembuatan atau pemasangan bekisting. Adapun rumus yang digunakan untuk merencanakan dimensi kolom adalah :

$$\overline{f_c} = \frac{N_{uk}}{A}$$

$$\overline{f_c} = \frac{1}{3} f_c'$$

dengan :

N_{uk} = beban aksial yang diterima oleh kolom (N)

$\overline{f_c}$ = tegangan ijin (Mpa)

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

A = luas dimensi kolom (mm²)

3.1.3. Perencanaan Pelat

Dalam perencanaan dimensi pelat digunakan peraturan SK SNI - 03 - xxx:2002 ps. 9.5.3.3, yang disebutkan bahwa :

- Untuk α_m lebih besar dari 0,2 dan tidak boleh lebih dari 2 maka tebal minimum :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- Untuk α_m lebih besar dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

3.1.4. Perencanaan Balok Anak

Dikarenakan tidak ada ketentuan khusus yang membahas tentang perencanaan balok anak, maka untuk dimensi balok anak menggunakan rumus yang berlaku perencanaan balok induk.

3.2.PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Perencanaan struktur sekunder ini dipisahkan dengan struktur utama dikarenakan struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada kepada struktur utama.

3.2.1. Perencanaan Tulangan Pelat

Setelah dimensi daripada pelat lantai maupun pelat atap telah diketahui, maka perhitungan berlanjut pada perhitungan tulangan pelat tersebut. Dalam perencanaan tulangan ini dibedakan antara penulangan pelat lantai dan pelat atap.

Untuk mengetahui kebutuhan tulangan pelat yang akan digunakan maka terlebih dahulu menghitung beban yang akan diterima oleh pelat tersebut. Dimana beban tersebut adalah :

a. Pelat Atap

Beban mati :

- Berat sendiri
- Plafond + penggantung
- Finishing
- Aspal (1 cm)
- Pasir (1 cm)
- AC + perpipaan

Beban hidup

- Beban hidup atap

b. Pelat Lantai

Beban mati :

- Berat sendiri
- Plafond + penggantung
- Spesi (1 cm)
- Tegel (keramik)
- AC + perpipaan
- Dinding partisi

Beban hidup (lantai perkatoran)

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Adapun dari beban-beban tersebut kita hitung gaya dalam dari pelat tersebut. Adapun peraturan yang digunakan adalah yang terdapat dalam PBI 1971 untuk menghitung gaya dalam yang ada.

Untuk perhitungan tulangan yang digunakan menahan beban yang ada maka harus menentukan terlebih dahulu rasio dari tulangan tersebut, adapun dalam SK SNI 03 - xxxx - 2002 disebutkan :

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta = 0,85 \quad (SK \text{ SNI } 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.2.7.3.)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (SK \text{ SNI } 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 8.4.3.)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \quad (SK \text{ SNI } 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.3.3.)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 10.5)$$

Setelah batasan-batasan telah ditentukan maka kita melanjutkan perhitungan tulangan pelat itu sendiri. Adapun rumus yang digunakan adalah :

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d \cdot x^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c}$$

3.2.2. Perencanaan Tulangan Tangga

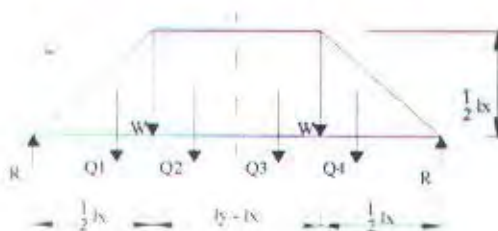
Pada perencanaan tulangan tangga langkah-langkah yang digunakan hampir dengan perencanaan struktur sekunder yang ada. Adapun komponen dari tangga tersebut adalah pelat tangga, pelat bordes, balok bordes, dan kolom bordes di. rumus-rumus yang digunakan adalah sama dengan yang digunakan dalam perencanaan struktur sekunder yang lain. Adapun model dari struktur tangga yang ada adalah :



Gambar 3.1. Pemodelan Struktur Tangga

3.2.3. Perencanaan Tulangan Balok Anak

- Pada gedung ini balok anak yang ada dibagi 3 jenis, yaitu balok lantai, balok anak atap, dan balok lift. Adapun beban yang diterima balok anak merupakan beban *tributary area*. Dimana yang diterima balok anak adalah beban trapesium.



$$W = \frac{1}{2} \cdot q_{\text{pelat}} \cdot l_x$$

$$Q_1 = Q_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot l_x \cdot W = \frac{1}{4} \cdot l_x \cdot W$$

$$Q_3 = Q_4 = W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right)$$

$$R = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{2} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x)$$

Mmax tengah bentang:

$$M_{\max} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x) \frac{1}{2} l_y - \frac{1}{4} l_x W \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x + \frac{1}{2} (l_y - l_x) \right) - W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right) \cdot \frac{1}{4} (l_y - l_x)$$

$$M_{\max} \text{ terbagi rata} = \frac{1}{8} q_{eq} l_x^2$$

Dari kedua persamaan diatas, didapatkan :

$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_{pelat} l_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

dari q_{ek} yang terjadi maka kita menggunakannya untuk menghitung momen gaya geser yang terjadi. Dimana momen digunakan untuk menghitung tulangan lentur dan gaya geser digunakan untuk menghitung tulangan geser.

- Perhitungan tulangan lentur

Untuk menghitung momen yang terjadi menggunakan SK SNI 03 - xxxx - ps. 8.3.3. dari momen tersebut kita menghitung tulangan yang ada, di tulangan lentur dibagi menjadi 2 yaitu tulangan tumpuan dan tulangan lapangan

- Tulangan tumpuan

Rumus yang digunakan dalam perhitungan tulangan tumpuan adalah :

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} b w . d$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} b w . d$$

$$\rho = \rho \delta + \rho'$$

$$A_s = \rho . b . d$$

$$A_s' = \rho' . b . d$$

(SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 10.5.

- Tulangan lapangan

Dalam penulangan lapangan kita terlebih dahulu mengetahui perilaku anak tersebut.

- Perhitungan tulangan geser

Gaya geser yang terjadi dapat dihitung dengan menggunakan aturan yang terdapat pada SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 8.3.3, dimana disebutkan :

- Pada sisi tumpuan dalam pertama : $V_u = \frac{1,15}{2} \times q_u \times l$

- Pada sisi semua tumpuan lainnya : $V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l$

Lalu perhitungan dilanjutkan dengan perhitungan tulangan geser dengan menggunakan rumus :

$$V_{uk} = \frac{V_u (0,5 l_x - d)}{0,5 l_x}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d$$

Lalu dengan menggunakan SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 21.4.4.1 maka kita dapat mengetahui batasan dari spasi tulangan geser.

3.3.PEMBEBANAN

Beban yang diterima oleh struktur gedung dibagi menjadi 2 macam adalah beban arah vertikal atau yang disebut beban gravitasi dan beban arah horisontal yang disebut dengan beban lateral

3.3.1. Beban Arah Vertikal

Dalam perhitungan beban arah vertikal ada 2 beban yang harus diperhitungkan yaitu beban mati dan beban hidup.

3.3.1.1.Beban Mati

Adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk beban tambahan, penyelesaian mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak dapat terpisahkan dari gedung tersebut (SK SNI 03-xxxx-2001). Adapun beban-beban tersebut adalah :

- Pelat
- Balok melintang
- Balok anak
- Balok memanjang
- Balok lift
- *Shearwall*
- Kolom
- Tangga
- Bordes
- Balok bordes
- Kolom tangga

3.3.1.2. Beban Hidup

Adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang berpindah dan atau beban akibat air hujan pada atap (SK SNI 03-xxxx-2001). Dalam PPIUG 1983 disebutkan bahwa faktor reduksi beban hidup untuk peningkatan gempa untuk gedung adalah 0,3

3.3.2. Beban Arah Horisontal (Lateral)

Beban arah lateral ini terdapat 2 bentuk yaitu beban angin dan beban gempa

3.3.2.1. Beban Angin

Adapun untuk beban angin digunakan peraturan PPIUG 1983, yang disebutkan bahwa untuk gedung yang terletak jauh dari pantai adalah sebesar 25 kg/m^2

3.3.2.2. Gaya Gempa Dasar

Menurut SNI 03 – 1726 – 2002, gaya geser nominal dasar dapat dihitung dengan rumus :

$$V = \frac{C_d I}{R} W_t \quad (\text{SNI 03 – 1726 – 2002 , ps 6.1.2})$$

dimana :

C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari *spectrum* rencana gempa rencana

I adalah Faktor Keutamaan

R adalah Faktor Reduksi Gempa

W_i adalah berat total gedung termasuk beban hidup yang sesuai

Beban geser dasar nominal diatas harus di dibagikan sepanjang tinggi str gedung menjadi beban - beban gempa statik ekuivalen F_i yang menangkap pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (SNI 03 - 1726 - 2002, ps 6.1.3)$$

dimana :

W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai

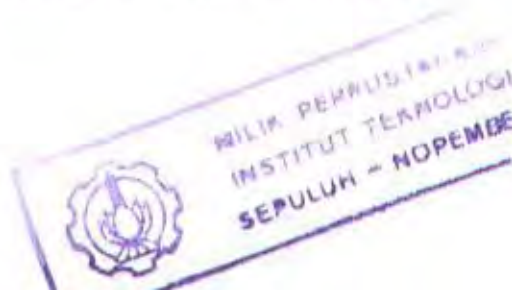
z_i adalah ketinggian tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral

n adalah nomor lantai tingkat paling atas

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap - unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama tersebut harus dianggap efektif 100 % dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. (SNI - 1726 - 2002 , ps 5.8)

Selanjutnya dengan menggunakan rumus Rayleigh waktu getar alami yang dipakai harus dikontrol dengan waktu getar alami fundamental, dimana rumus yang digunakan

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} \quad (SK SNI 03 - 1726 - 2002, Ps. 6.2.)$$



3.3.3. Kombinasi Pembebanan

Menurut SK SNI 03-xxxx-2001 kombinasi beban yang digunakan adalah :

$$U = 1,4 D$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2 D + 0,5 L + 1,3 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 0,9 D + 1,3 W$$

$$U = 1,2 D + 0,5 L \pm 1,1 E$$

$$U = 0,9 D \pm 1,1 E$$

Dimana :

D adalah beban mati

L adalah beban hidup

A adalah beban atap

R adalah beban air hujan

W adalah beban angin

E adalah beban gempa

3.4. Perpindahan (*Displacement*)

Pada bab ini kita akan menghitung perpindahan yang terjadi dan perpindahan rencana yang nantinya akan digunakan sebagai batasan perpindahan (*displacement*) pada saat mengontrol hasil *pushover*

3.4.1. Kontrol *Displacement*

Hasil perhitungan akibat gaya gempa yang berupa *displacement* yang dihitung harus dikontrol dulu terhadap nilai simpangan yang dipersyaratkan di Kinerja Batas Ultimitnya. Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (dilatasi). Simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan

struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu pengali ξ , dimana untuk struktur gedung beraturan :

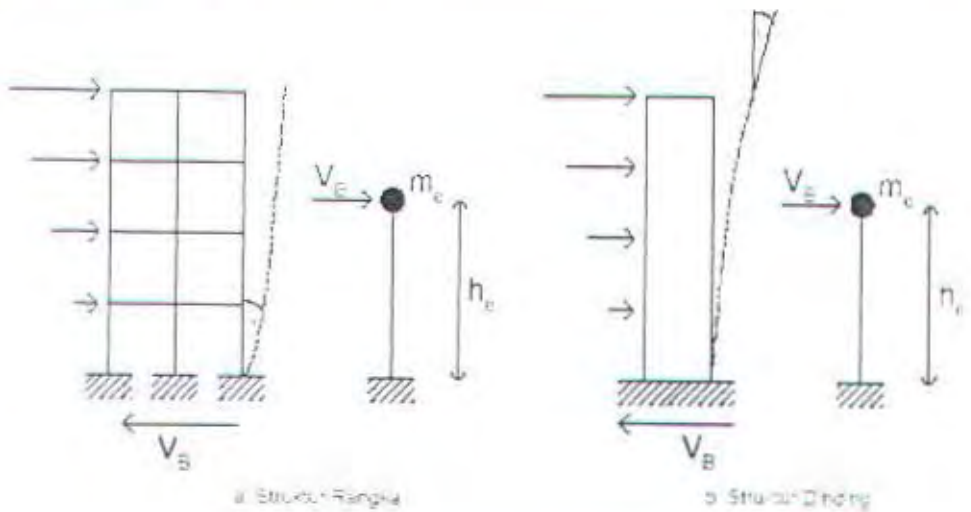
$$\xi_s = 0.7 R$$

Dimana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut.

Dan simpangan yang terjadi tiap tingkat tidak boleh melebihi 0,002 kali tinggi tiang yang ditinjau.

3.4.2. Penentuan Target Perpindahan Rencana

Perpindahan rencana yang akan dihitung akan digunakan untuk menentukan apakah perpindahan (*displacement*) yang terjadi dari hasil *pushover* sudah sesuai dengan yang diharapkan. Adapun urutan pengerjaan dalam menentukan target perpindahan rencana adalah :



Gambar 3.2. Pemodelan MDOF ke SDOF

- Perhitungan Profil Perpindahan Rencana (Δ_i)

Profil Perpindahan Rencana (*design displacement profile*) untuk *frame* menurut Priestly dihitung berdasarkan persamaan :

$$\Delta_i = \theta_d h_i \quad \text{untuk } n \leq 4$$

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left(1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \quad \text{untuk } 4 \leq n \leq 20$$

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left(1 - 0,5 \frac{h_i}{h_n}\right) \quad \text{untuk } n \geq 20$$

dimana Δ_i = simpangan tingkat ke - i

n = jumlah tingkat

h_i = adalah tinggi lantai ke - i.

Batasan Peraturan (untuk rotasi drift ultimate) :

$$\theta_c = 0.025$$

$$\theta_d = \theta_v + \theta_p \leq \theta_c$$

Dimana : θ_d = rotasi dasar bangunan

θ_v = rotasi pada saat leleh pertama

θ_p = rotasi pada saat plastis

θ_c = pembatasan rotasi oleh peraturan

Seperti yang telah diketahui bahwa lokasi rotasi pada struktur rangka (*frame*) ada pada bagian bawah gedung.

Rotasi pada saat leleh pertama didapatkan dengan :

$$\theta_v = \frac{0,5 \varepsilon_y l_b}{h_b}$$

Dimana : l_b = panjang balok

h_b = tinggi balok

Sedangkan untuk rotasi pada saat plastis adalah :

$$\theta_p = (\phi_m - \phi_y) l_p \left[\frac{l_c}{l_d} \right]$$

Dimana : l_p = panjang sendi plastis

l_c = panjang bersih balok

l_d = panjang balok dari *center* kolom

Sedangkan pada struktus dinding lokasi rotasi desain adalah pada bagian bangunan, rumus - rumus yang digunakan adalah

Rotasi pada saat leleh pertama :

$$\theta_y = \frac{1,0 \varepsilon_y h_n}{l_w}$$

Dimana : h_n = tinggi atap

l_w = panjang dinding

Sedangkan untuk rotasi pada saat plastis adalah :

$$\theta_p = (\phi_m - \phi_y) l_p$$

Nilai ϕ_m dan ϕ_y dapat dihitung dengan rumus dibawah ini:

$$\phi_m = \frac{0,072}{l_w}$$

$$\phi_y = \frac{2 \varepsilon_y}{l_w}$$

Untuk rotasi desain dinding dapat dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$\theta_d = \frac{1,0 \varepsilon_y h_n}{l_w} + (\phi_m - \phi_y) l_p \leq \theta_c$$

Kemudian untuk perhitungan profil perpindahan rencana dapat dihitung dengan ru

$$\Delta_i = \frac{2}{3} \varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w} \left(1,5 - \frac{h_i}{2 h_n}\right) + \left(\theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w}\right) \left(h_i - \frac{l_r}{2}\right)$$

Panjang sendi plastis untuk dinding dapat diambil nilai terbesar dari :

$$l_p = 0,2 l_w + 0,03 h_n$$

$$l_p = 0,054 h_n + 0,022 f_y d_b$$

Dimana : d_b = diameter tulangan vertical dinding

- Perhitungan Perpindahan Rencana (Δ_d)

Perpindahan rencana / target perpindahan struktur dapat dihitung berdas perumusan :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

- Perhitungan Daktilitas Struktur Rencana (μ_s)

Daktilitas struktur dapat dihitung dengan persamaan :

$$\mu_s = \Delta_d / \Delta_y$$

Dimana menurut Priestly, nilai Δ_y untuk *frame* dirumuskan sebagai :

$$\Delta_y = 0.5 \varepsilon_y (l_b / h_b) (0.6 h_n)$$

dimana $\varepsilon_y = f_y / E_s$

3.5.PERHITUNGAN TULANGAN STRUKTUR UTAMA

Setelah seluruh perhitungan pembebanan selesai, maka dapat dilanjutkan dengan perhitungan penulangan dari struktur utama yang ada dengan menggunakan hasil output dari program SAP 2000. Hasil yang diperoleh dari program SAP2000 berupa gaya dan momen yang terjadi pada struktur akibat dari beban - beban yang ada.

3.5.1. Redistribusi Momen

Fungsi utama dari redistribusi momen adalah menyeragamkan momen yang terjadi pada struktur yang ada yang diharapkan dapat mendapatkan jumlah tulangan yang seragam pada struktur yang ada. Secara sederhana redistribusi momen dilakukan dengan cara mengurangi momen maksimum absolut (biasanya momen negatif) dan dikompensikan dengan menambah nilai momen didaerah nonkritis (biasanya momen positif).

3.5.2. Penulangan Balok Induk

Hasil dari redistribusi momen diatas digunakan untuk menghitung tulangan balok induk.

- Penulangan Lentur Balok

Adapun cara penghitungan tulangan lentur balok induk sama dengan perencanaan penulangan lentur balok anak. Tetapi karena balok induk merupakan sistem rangka yang menerima beban gempa dan lentur maka terdapat aturan tambahan yaitu yang disyaratkan dalam SK SNI 03 - xxxx - 2001 ps. 21.3.1, adapun aturan tersebut adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 A_g f_c'$
2. Bentang bersih minimum balok $> 4d$
3. Perbandingan Lebar / tinggi balok > 0.3

4. a. Lebar $> 250 \text{ mm}$
- b. Lebar $< \text{lebar komponen pendukung} + (\frac{3}{4} \times \text{tinggi balok})$

▪ Penulangan Geser Balok

Adapun penulangan geser balok induk dibedakan menjadi 2, yaitu tulangan tumpuan dan lapangan.

○ Penulangan Geser Tumpuan Balok

Untuk menghitung tulangan geser balok maka terlebih dahulu kita menghitung gaya geser pada tumpuan tersebut. Adapun rumus yang digunakan adalah terdapat pada SK SNI 03 – xxxx – 2001, yang antara lain :

$$V = (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L_n + V_g$$

$$M_{pr}^{+/-} = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f'_c b}$$

$$V_s = V_u / \Phi - V_c$$

Adapun V_c tidak diperhitungkan pada sendi plastis.

○ Penulangan Geser Lapangan Balok

Pada daerah lapangan balok V_c diperhitungkan dalam penulangan. Adapun rumus yang digunakan adalah :

$$V_{1000} = V_A - (1000 / L_n) (V_A + V_B)$$

$$V_c = (1 / 6) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = V_u / \Phi - V_c$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SK SNI - 03 – xxx - 2001 ps. 21.3.3.

$s < d / 4 \rightarrow$ daerah sendi plastis

$s < d / 2 \rightarrow$ diluar daerah sendi plastis

$s < 8 \times \phi$ tulangan memanjang

$s < 24 \times \phi$ tulangan sengkang



dimana :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

3.5.3. Penulangan Kolom

▪ Penulangan Longitudinal

Langkah pertama yang dilakukan adalah menghitung momen ultimit balok tulangan terpasang. Adapun rumus yang digunakan adalah :

$$\phi M_n^{ult} = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{dimana } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Setelah nilai M_n diketahui maka perhitungan dilanjutkan dengan memasukkan nilai $M_{n,y}$ hasil perhitungan dengan P_u hasil *output* SAP 2000 kedalam program PCA COL. Pada program ini kita bisa menentukan besar tulangan yang diinginkan lalu dengan P dan M_n yang ada, kolom bertulang ini dicoba apakah menerima beban dengan memasukkannya kedalam diagram iterasi

▪ Penulangan Transversal

Sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.4., penulangan transversal kolom dibutuhkan sejauh l_o dari kedua ujung kolom, dimana :

$$l_o \geq h_{balok}$$

$$l_o \geq (1/6) l_{n \text{ kolom}}$$

$$l_o \geq 500 \text{ mm}$$

Dan sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.2, spasi maksimum diijinkan untuk tulangan transversal adalah :

$s < 1/4$ dimensi terkecil komponen struktur

$s < 6 \times$ diameter tulangan longitudinal

Luasan penampang minimum tulangan transversal (A_{sh}) adalah yang yang terkecil dari kedua persamaan :

(SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.2)

$$A_{sh} = \frac{0.3 s h_c f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 s h_c f_c'}{f_{yh}}$$

dimana : s = jarak spasi tulangan transversal

h_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari ke pusat dari tulangan pengekang tersebut.

A_g = luas penampang kolom

A_{ch} = luas penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal

f_{yh} = kuat leleh tulangan transversal

3.5.4. Sambungan Balok – Kolom

SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.2.1. mensyaratkan bahwa tulangan transversal seperti yang dirinci dalam ps. 21.4.4. harus dipasang pula dalam sambungan antara balok-kolom, kecuali jika sambungan tersebut dikekang oleh komponen struktural seperti yang disyaratkan dalam ps. 21.5.2.2. Menurut ps. 21.5.2.2. maksimum adalah 150 mm. Lalu kita membandingkan antara 2 hasil perhitungan geser, yaitu dari peraturan dan dari gaya geser bersih balok.

Gaya geser bersih pada joint : $V_{uj} = T_1 + C_2 - V_h = 2790224,501 \text{ N}$

Berdasar SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.3.1 untuk hubungan balok-kolom yang terkekang kedua sisinya, nilai kekuatan gesernya dihitung berdasarkan

$$\phi V_c = \phi 1,7 \sqrt{f_c'} A_j$$

3.6. Tulangan Shearwall

Shearwall adalah bagian dari sistem penahan lateral dan harus didesain secara khusus sesuai dengan SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.6.

▪ Perhitungan Kebutuhan Boundary Element

Boundary element adalah batang seperti kolom yang berada pada ujung shearwall dan menyatu dengan penampang dinding geser.

Tegangan maksimum pada dinding geser :

$$f_c = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{M_u \left(\frac{l_w}{2} \right)}{I_g} \quad (\text{Design of Concrete Building for Earthquake and Forces, second ition})$$

Berdasarkan SK SNI – 03 – xxxx – 2001 ps 21.6.6 shearwall tidak memerlukan boundary element dengan syarat :

1. $P_u < 0.1 A_g f_c$ untuk penampang dinding yang simetris
 $P_u < 0.05 A_g f_c$ untuk penampang dinding yang tidak simetris
2. $\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1$
3. $V_u \leq 0.25 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ dan $\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 3$

Tulangan sengkang

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.09 s_h c \frac{f_c}{f_y h} \\ 0.3 s_h c \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y} \end{cases}$$

Batas atas kekuatan geser shearwall adalah :

$$\phi V_n = \phi 8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

Kuat geser nominal :

$$V_n = A_{cv} [1/12 \alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y]$$

Dimana :

$$\alpha_c = 1/4 \text{ untuk } h_w/l_w < 1,5$$

$$\alpha_c = 1/6 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2$$

3.7. PUSHOVER ANALYSIS

Pushover analysis secara garis besar adalah suatu metode analisa nonlinier telah disederhanakan yang bertujuan mengetahui kinerja dari struktur dengan memberikan beban horizontal ekuivalen (sebagai representasi gaya gempa) secara bertahap ditingkatkan secara proporsional, sehingga pada akhirnya geser mencapai kegagalan (*collapse*). Metode ini memiliki 3 komponen utama, *capacity*, *demand*, dan *performance point* (ATC 40).

Prosedur Analitis

Elastis

- Prosedur sesuai Peraturan
- Rasio Demand - Kapasitas

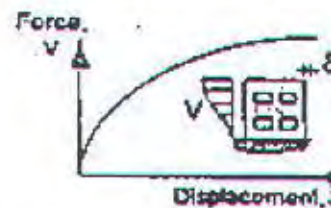
Nonlinear yang Disederhanakan

Nonlinear lainnya

- Metode Secant
- Time History

Kapasitas

Fokus utama dari metode nonlinear yang disederhanakan adalah pembuatan "pushover" atau kurva kapasitas. Kurva ini melambungkan simpangan lateral sebagai fungsi dari gaya-gaya yang bekerja pada struktur. Proses ini tidak tergantung dari metode yang dipergunakan untuk menentukan Demand, dan sekaligus menyediakan pengetahuan yang amat berharga bagi pelaksana di lapangan.



Demand

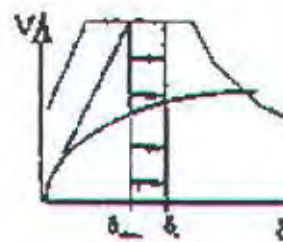
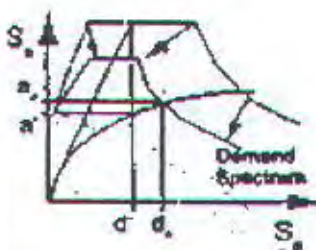
Metode Kapasitas Spektrum A, B, & C

menggunakan spektrum elastis tereduksi yang dipotongkan dengan Kurva Kapasitas dalam koordinat spektral untuk menentukan Performance Point a_p, d_p .
Equal Displacement Point a', d' merupakan titik awal yang bagus untuk mengawali proses iterasi

Metode Koefisien Simpangan dengan memodifikasi δ_{elas} menggunakan koefisien untuk menghitung Target Perpindahan

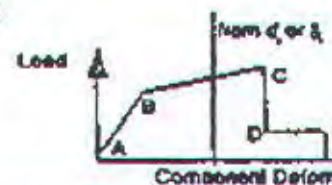
Equal Displacement

Approximation memperkirakan simpangan inelastis yang akan terjadi jika seandainya struktur tetap berperilaku elastis



Performance

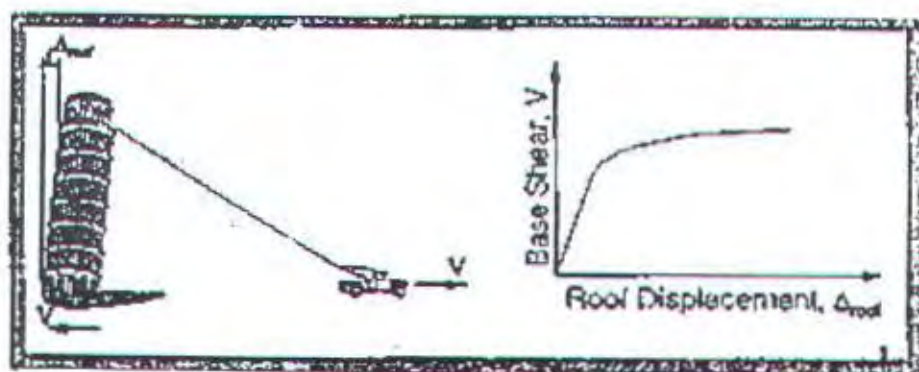
Dengan menggunakan performance point atau target simpangan, respon global dari struktur dan deformasi masing-masing komponen dibandingkan untuk membatasi kinerja struktur sesuai dengan tingkatan kinerja yang ingin dicapai pada struktur



Gambar 3.3. Prosedur Analitis Performance-based Design

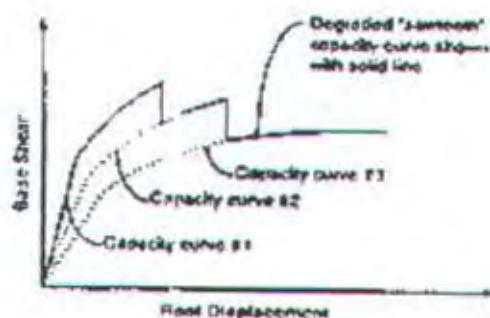
3.7.1. Kapasitas

Kapasitas (capacity) adalah suatu representasi dari kemampuan struktur menahan gaya gempa yang akan terjadi. Secara keseluruhan, kapasitas suatu struktur tergantung dari kekuatan dan kemampuan untuk berdeformasi dari masing-masing elemen struktur yang ada. Untuk menentukan kapasitas yang melampaui batas elastisnya, dibutuhkan suatu bentuk analisa nonlinear, dalam hal ini analisanya dilakukan dengan menggunakan prosedur Pushover. Analisa ini menggunakan sekelompok beban bertahap, yang saling ditumpangtindihkan untuk memperkirakan diagram kapasitas geser simpangan dari keseluruhan struktur. Pemodelan matematis dari struktur dimodifikasi untuk mencatat daya tahan tereduksi dari elemen yang mengalami leleh. Distribusi lateral dimasukkan terus menerus hingga semakin banyak elemen struktur mengalami leleh. Proses ini diteruskan hingga struktur akhirnya menjadi tidak stabil atau hingga suatu batasan yang ditentukan tercapai.



Gambar 3.4. Ilustrasi metode Pushover dengan Kurva Kapasitasnya

Dari kurva kapasitas yang dihasilkan, bisa diprediksikan perilaku struktur setelah batas-batas elastisnya terlampaui.



Gambar 3.5. Contoh Kurva Kapasitas yang mungkin terjadi

Prosedur Penentuan Kapasitas

Berikut ini akan dijelaskan langkah demi langkah untuk mendapatkan kapasitas. Untuk diketahui, bahwa kapasitas yang ada umumnya merupakan perwujudan dari respon struktur untuk mode pertama, dengan asumsi bahwa mode pertama yang merupakan respons predominan struktur. Hal ini biasanya cukup valid untuk gedung yang memiliki periode getar kurang dari 1 detik. Untuk gedung-gedung yang lebih fleksibel dengan periode > 1 detik, perlu dipertimbangkan penambahan *effects* yang lebih tinggi kedalam analisa.

1. Buatlah pemodelan komputer dari struktur yang bersangkutan dengan menggunakan aturan-aturan pemodelan yang ada (dapat termasuk pemodelan pondasi jika memang dikehendaki). Dan kemudian klasifikasikan masing-masing elemen dalam pemodelan tersebut kedalam kategori primer atau sekunder.
2. Masukkan gaya-gaya lateral kedalam pemodelan sesuai dengan produk massa dan *mode shape* dasarnya. Analisa ini harus turut mengikutsertakan beban-beban gravitasi yang ada.

Untuk tahap ini, terdapat beberapa variasi pembebanan lateral yang dapat dipergunakan. Masing-masing variasi memiliki kekhususan untuk diterapkan pada situasi tertentu. Berikut diberikan 5 macam variasi yang dapat digunakan:

- a. Masukkan sebuah gaya horizontal terpusat pada puncak gedung (biasanya berlaku untuk gedung tingkat satu).

- b. Masukkan gaya-gaya lateral (F_x) kedalam tiap-tiap lantai dengan prosedur yang sesuai dengan prosedur peraturan standar tanpa gaya terkonsentrasi (F_1) pada puncak gedung

$$F_x = \left[w_x h_x / \sum w_x h_x \right] \cdot V$$

- c. Masukkan gaya-gaya lateral sesuai dengan proporsi produk masing-masing lantai dan *mode shape* 1 dari pemodelan elastis struktur

$$F_x = \left[w_x o_x / \sum w_x o_x \right] \cdot V$$

- d. Sama seperti (c) hingga leleh pertama. Untuk setiap penambahan leleh tersebut, sesuaikan besarnya gaya agar konsisten dengan perubahan bentuk defleksi
- e. Sama seperti (c) dan (d), tetapi ikut memasukkan *higher mode* dalam menentukan titik leleh masing-masing elemen struktural.
3. Hitung gaya-gaya masing-masing elemen sesuai dengan kebutuhan terburuk kombinasi beban vertikal dan lateral.
 4. Sesuaikan tingkat penambahan gaya lateral yang ada hingga suatu elemen (atau kelompok elemen) dibebani maksimum mencapai 10% dari kekuatan *member*-nya.
 5. Catat besarnya gaya geser dasar dan perpindahan puncak gedung.
 6. Revisi pemodelan dengan menggunakan kekakuan yang sangat kecil (sama dengan nol) untuk elemen-elemen yang telah mencapai leleh.
 7. Masukkan lagi penambahan gaya lateral baru kedalam struktur yang direvisi tersebut, hingga suatu elemen (atau kelompok elemen) lain mencapai titik leleh.
 8. Masukkan penambahan gaya lateral tersebut dan penambahan perpindahan puncak gedung yang telah ada sebelumnya.
 9. Ulangi langkah 6, 7, dan 8 tersebut hingga struktur mencapai suatu limit ultimat, seperti : ketidakstabilan akibat efek PΔ, atau perubahan bentuk telah melampaui tingkatan yang dikehendaki.

Konversi Kurva Kapasitas Dalam Format ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectra*)

Untuk menggunakan metode Spektrum Kapasitas, Kurva Kapasitas yang diplot dalam grafik gaya geser dasar (*base shear*) vs perpindahan puncak gedung (*displacement*) perlu dikonversikan kedalam apa yang disebut Spektrum Kapasitas. Spektrum Kapasitas ini merupakan representasi Kurva Kapasitas dalam format ADRS, yakni grafik *Spectral acceleration* (Sa) vs *Spectral displacement* (Sd). (Malvar, 1993)

Beberapa persamaan dasar yang dibutuhkan untuk melakukan proses transformasi tersebut antara lain :

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad \dots\dots\dots 3-1$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad \dots\dots\dots 3-2$$

$$Sa = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad \dots\dots\dots 3-3$$

$$Sd = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad \dots\dots\dots 3-4$$

- dimana :
- PF_1 = faktor modal partisipasi untuk mode alamiah ke – 1
 - α_1 = koefisien modal massa untuk mode alamiah ke – 1
 - w_i / g = massa pada lantai ke – i
 - ϕ_{i1} = amplitudo mode ke – 1 pada lantai i
 - N = lantai N, merupakan lantai tertinggi dari struktur
 - V = gaya geser dasar
 - W = beban mati ditambah dengan kemungkinan beban hidup yang akan terjadi pada struktur

Δ_{roof} = perpindahan pucak gedung (dimana V vs Δ_{roof} inilah yang menyusun kurva kapasitas

S_a = spectral acceleration

S_d = spectral displacement

Proses konversi ini dapat dijelaskan secara ringkas sebagai berikut : perhitunglah faktor modal partisipasi PF_i dan koefisien modal massa α_i dan menggunakan persamaan 3-1 dan 3-2. Kemudian untuk masing-masing titik pada kurva kapasitas, V , Δ_{roof} , hitunglah titik S_a , S_d yang bersesuaian kedalam spektrum kapasitas dengan menggunakan persamaan 3-3 dan 3-4

3.7.2. Demand

Tuntutan gaya gempa (*demand*) adalah suatu representasi dari pergerakan selama terjadi gempa. Pergerakan tersebut sering menghasilkan pola-pola simpangan horizontal yang amat kompleks pada gedung yang bervariasi tergantung pada waktu. Pemakaian pola simpangan tersebut berdasar urutan waktu terjadinya untuk memenuhi persyaratan perencanaan struktur dinilai amat tidak praktis. Analisa linear yang selama ini menggunakan gaya lateral sebagai pengganti gaya gempa sesungguhnya. Sedangkan pada metode analisa nonlinear, digunakanlah suatu rangkaian simpangan lateral sebagai pengganti untuk kondisi perencanaan. Untuk struktur pergerakan tanah yang tertentu, tuntutan simpangan (*displacement demand*) terdapat adalah suatu prakiraan dari respons maksimum yang diharapkan terjadi pada gedung selama gempa.

Respons Spektrum Elastis

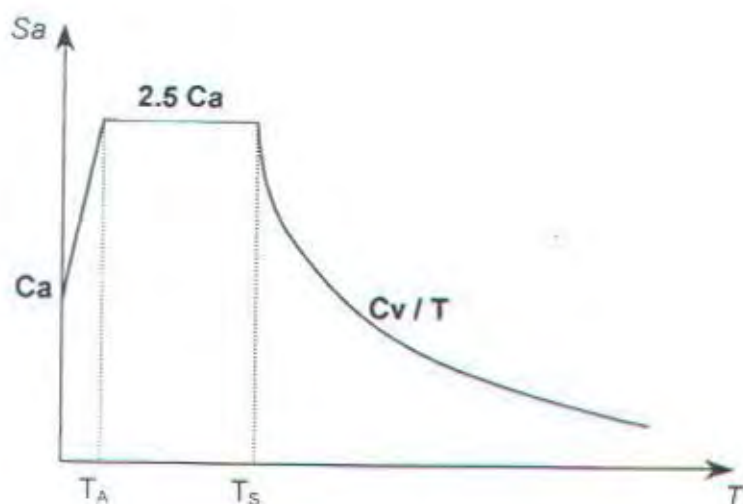


Pada *Pushover Analysis*, Respon Spektrum Elastis Teredam (*Damped Elastic response Spectrum*) digunakan sebagai perwakilan dari *demand* tersebut.

Dengan penjelasan singkat sebagai berikut :

$$T = 0 \quad S_a / g = C_a$$

$$0 < T \leq T_A \quad S_a / g = C_a [(1.5 T / T_A) + 1]$$



Gambar 3.6. Respon Spektrum (Elastis)

$$T_A \leq T \leq T_S \quad S_a / g = 2.5 Ca$$

$$T > T_S \quad S_a / g = C_v / T$$

Dimana : Ca, C_v adalah koefisien gempa (lihat ATC 40)

$$T_S = C_v / 2.5 Ca$$

$$T_A = 0,2 T_S$$

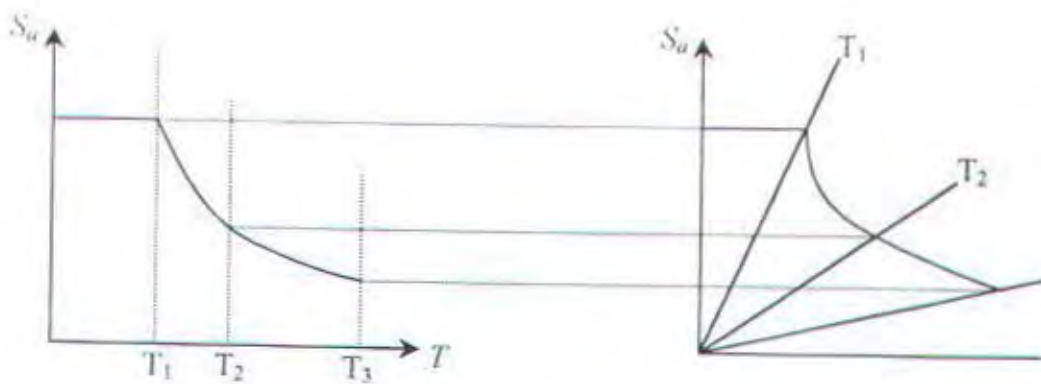
Koversi respon Spektrum dalam format ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectra*)

Seperti Kurva Kapasitas, metode Spektrum Kapasitas mensyaratkan Respon Spektrum (S_a vs T) dikonversikan kedalam format ADRS (S_a vs S_d). Untuk digunakan hubungan antara S_a, S_d , dan T sebagai berikut:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad \dots\dots\dots 3-5$$

dimana untuk tiap-tiap titik pada grafik respon spektrum S_a, T , dihitung nilai S_d (sesuai dengan nilai S_a yang bersesuaian) dengan menggunakan persamaan 3-5 diatas.

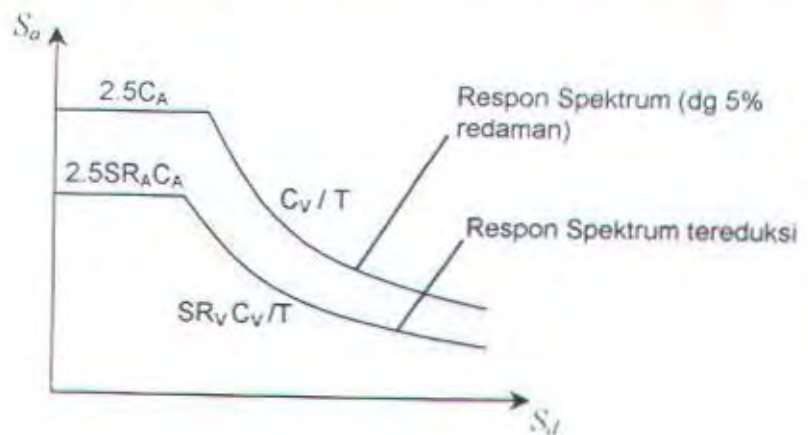
Gambar berikut ini menunjukkan contoh grafik Respons Spektrum dalam format S_a vs T dan dalam format ADRS (S_a vs S_d).



Gambar 3.7. Respon Spektrum dalam format S_a vs T dan ADRS

Respons Spektrum Elastis Tereduksi

Respons Spektrum seperti yang dicontohkan diatas lebih jauh lagi dimodifikasi menjadi Respons Spektrum Tereduksi (*Reduced Response Spectra*) dimana 2 faktor reduksi spectral : SR_A dan SR_V diperkenalkan. Untuk lebih jelasnya mengenai implementasi kedua faktor ini dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 3.8. Respon Spektrum tereduksi

Dimana persamaan untuk menghitung kedua faktor reduksi tersebut, SR_A dan SR_V dapat digambarkan sebagai berikut :

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \left[\frac{36,7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2,12} \dots \dots \dots$$

$$SR_v = \frac{2,31 - 0,41 \ln \left[\frac{63,7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi} + 5)}{a_{pi} d_{pi}} \right]}{1,65} \quad 3-7$$

dimana : κ = faktor modifikasi yang merupakan ukuran seberapa bag sebuah paralelogram sempurna merepresentasikan hyst sesungguhnya dari gedung yang bersangkutan (AT memberikan 3 jenis nilai κ yang biasa dilakukan : 1.0, 2/3, 1/3)

a_y, d_y = koordinat titik terpotong kedua garis *bilinear representation* kurva spektrum kapasitas

a_{pi}, d_{pi} = koordinat awal (*trial*) dalam proses menentukan *performance point*

(untuk lebih jelasnya mengenai a_y, d_y dan a_{pi}, d_{pi} dapat dilihat dalam bab 3.7.3)

3.7.3. Titik Kinerja (*Performance Point*)

Titik Kinerja (*Performance Point*) adalah representasi dari suatu kondisi kapasitas gempa dari struktur sama dengan *demand* gempa yang akan terjadi gedung. *Performance Point* ini didapat melalui proses pengecekan kinerja, bertujuan memastikan bahwa baik komponen struktural maupun nonstruktural mengalami kerusakan diluar batasan yang telah ditentukan oleh tujuan kinerja.

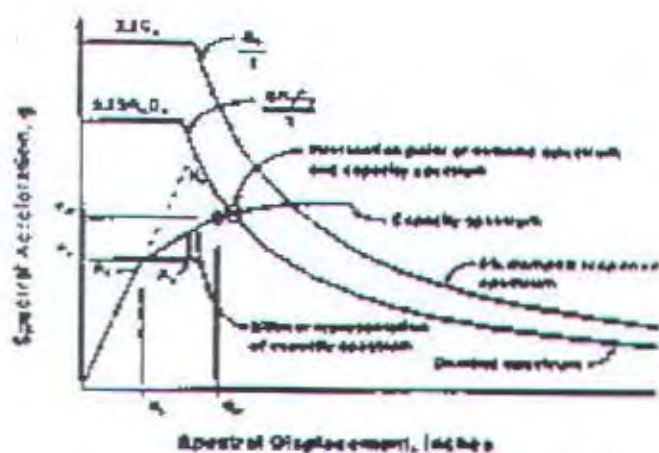
Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40), yang menggunakan kurva spektrum kapasitas dan kurva respon spektrum tereduksi seperti yang dijelaskan sebelum memiliki 3 prosedur dalam menentukan *performance point* tersebut. Prosedur-prosedur ini, yang untuk selanjutnya disebut dengan prosedur A, B, dan C, akan dijelaskan secara singkat berikut ini :

3.7.3.1. Prosedur A

Langkah-langkah perhitungan *performance point* sesuai dengan prosedur A adalah sebagai berikut :

1. Buatlah grafik respon spektrum elatis dengan redaman 5% yang sesuai dengan lokasi gedung

2. Transformasikan kurva kapasitas yang telah didapat menjadi kurva spektrum kapasitas seperti yang telah dijelaskan sebelumnya. Plotkan kurva ini ke grafik yang sama dengan grafik respons spektrum.
3. Pilihlah sebuah titik, a_{pi} , d_{pi} , sebagai trial awal bagi *performance point*.
4. Buatlah sebuah *bilinear representation* dari spektrum kapasitas yang ada.
5. Kemudian hitung faktor reduksi spektral (SR_A dan SR_V) dengan persamaan 3-6 dan 3-7. Setelah itu buatlah grafik respon spektrum tereduksi dengan menggunakan kedua faktor tersebut. Gambarkan grafik baru ini ke grafik yang sama pada langkah (2).
6. Tentukan apakah perpotongan antara kurva respon spektrum tereduksi kurva spektrum kapasitas tersebut sama dengan titik trial awal, a_{pi} , d_{pi} . apakah nilai simpangan (d_i) pada titik perpotongan tersebut masih memenuhi toleransi untuk d_{pi} (toleransi bisa diambil sebesar 5%, sehingga $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$)



Gambar 3.9. Prosedur A setelah tahap (6)

7. Jika ternyata langkah (6) tidak memenuhi, maka pilihlah titik a_{pi} , d_{pi} baru dan ulangi lagi dari langkah (4)
8. Jika langkah (6) memenuhi, maka titik a_{pi} , d_{pi} tersebut menjadi *performance point*, a_p , d_p dan nilai d_p ini mewakili simpangan maksimum struktur diharapkan ketika terjadi gempa sesuai *demand* yang ada.

3.7.3.2. Prosedur B

Prosedur ini melibatkan sebuah asumsi penyederhanaan yang tidak terdapat pada dua prosedur lainnya. Diasumsikan bahwa kemiringan awal dari *bilinear representation* dari spektrum kapasitas, juga titik a_y , d_y , serta kemiringan akibat *post-yield* adalah konstan. Asumsi ini membuat perhitungan menjadi lebih sederhana dan tanpa iterasi berulang-ulang karena dengan asumsi tersebut, nilai β_{eff} menjadi konstan tergantung pada nilai d_{pi} . Prosedur ini melibatkan tahap-tahap sebagai berikut :

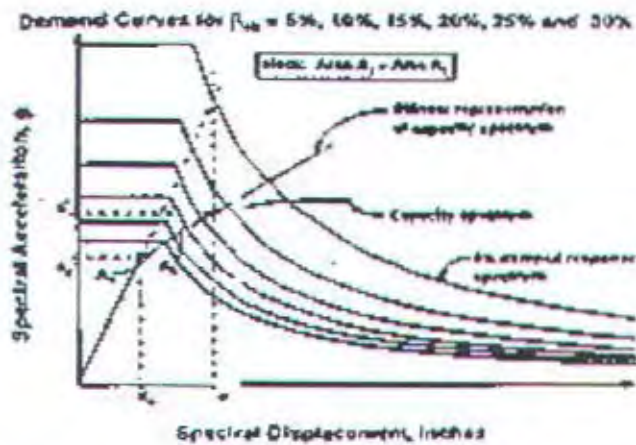
1. Buatlah grafik repon spektrum elastis dengan redaman 5% yang sesuai dengan lokasi gedung.
2. Gambarkan pula kelompok respon spektrum tereduksi kedalam grafik yang sama, dimana β_{eff} berkisar dari 5% hingga nilai maksimum yang diijinkan untuk tipe perilaku struktural gedung. Nilai maksimum β_{eff} untuk konstruksi tipe A adalah 40%, konstruksi tipe B adalah 29%, dan konstruksi tipe C adalah 10%.

(untuk lebih jelasnya mengenai definisi dari tipe-tipe perilaku struktural gedung ini lihat tabel 3.1)

Durasi \ Getaran	Gedung Baru	Gedung yang telah berdiri cukup lama	Gedung Tua
Pendek	Tipe A	Tipe B	Tipe C
Panjang	Tipe B	Tipe C	Tipe C

Tabel 3.1. Tipe-Tipe Perilaku Struktural

3. Transformasikan kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dan gambarkan pada grafik yang sama dengan langkah no (1) dan (2)
4. Buatlah sebuah *bilinear representation* dari spektrum kapasitas tersebut. Dimana nilai kemiringan awal dari kurva bilinear tersebut adalah sama dengan nilai dari kekakuan awal gedung. Titik a^* , d^* merupakan perpotongan antara garis *bilinear representation* segmen pasca-leleh dengan spektrum kapasitas sesuai dengan aturan *equal displacement*.



Gambar 3.10. Prosedur B setelah tahap (4)

5. Hitung redaman efektif untuk beberapa titik perpindahan sekitar a^* . Gunakan persamaan 3-8 untuk mendapatkan a_{pi} dalam bentuk persamaan dengan variabel d_{pi} .

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad \dots\dots\dots 3-8$$

Selanjutnya a_{pi} ini bisa disubstitusikan kedalam persamaan 3-9. Sehingga pada akhirnya nilai β_{eff} hanya tergantung dari variabel d_{pi} saja.

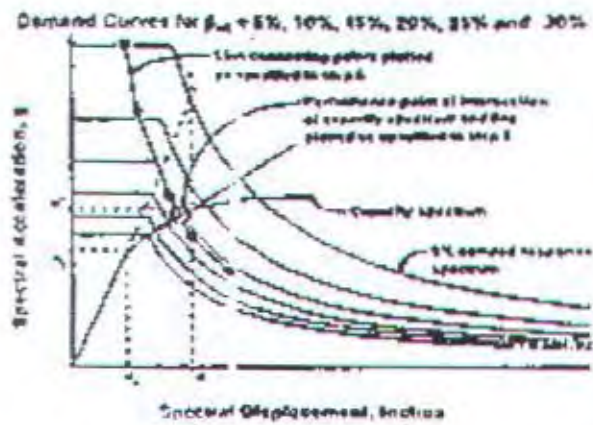
$$\beta_{eff} = \frac{63,7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad \dots\dots\dots 3-9$$

6. Dari langkah (5) didapatkan pasangan nilai d_{pi} dan β_{eff} . Plotkan titik-titik ini kedalam grafik yang sama
7. Hubungkan kesemua titik tersebut sehingga membentuk sebuah kurva. Perpotongan garis ini dan spektrum kapasitas menjadi titik kinerja yang dicari. Cari jika titik ini berada disekitar titik a^* , d^* (berlaku toleransi $\pm 5\%$). Jika tidak, disarankan untuk dicek ulang melalui prosedur A ataupun C.

3.7.3.3. Prosedur C

Prosedur ini lebih bersifat grafis daripada analitis bila dibandingkan dengan kedua prosedur lainnya. Adapun langkah-langkah yang terlibat dalam prosedur ini antara lain :

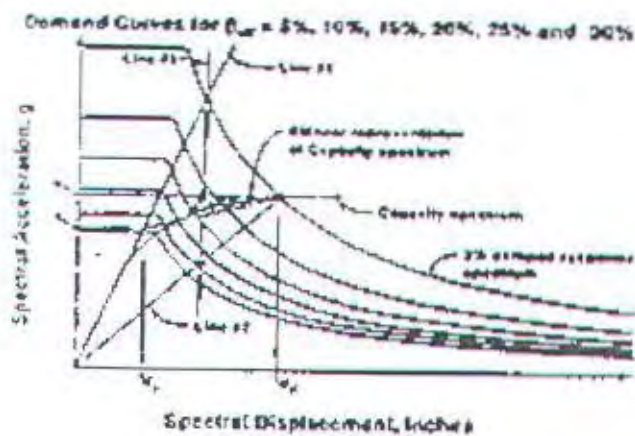
1. Buatlah grafik respon spektrum elastis dengan redaman 5% yang dengan lokasi gedung



(Gambar 3.11. Prosedur B setelah tahap (7)

2. Gambarkan pula kelompok respon spektrum terseduksi kedalam grafik yang sama, dimana β_{eff} berkisar dari 5% hingga nilai maksimum yang ditetapkan untuk tipe perilaku struktural gedung. Nilai maksimum β_{eff} untuk konstruksi tipe A adalah 40%, konstruksi tipe B adalah 29%, dan konstruksi tipe C adalah 20%.
3. Transformasikan kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dan gambarkan pada grafik yang sama dengan langkah no (1) dan (2).
4. Buatlah sebuah *bilinear representation* dari spektrum kapasitas tersebut. Titik awal a_{pi} , d_{pi} , pada lokasi terujung garis spektrum kapasitas atau perpotongan dengan respon spektrum teredam 5% (pilih salah satu dari nilai d_{pi} terkecil)
5. Hitung rasio dari : d_{pi}/d_y dan $\frac{(a_{pi}/a_y) - 1}{(d_{pi}/d_y) - 1}$
6. Berdasarkan rasio yang diperoleh pada langkah (5), gunakan tabel 3.2 atau 3.4 sesuai dengan tipe perilaku struktural gedung (lihat tabel mengenai definisi perilaku struktural gedung).
7. perpanjangan garis kekakuan awal sampai memotong kurva respon spektrum dengan redaman 5% (garis 1). Juga buatlah garis dari koordinat pusat (titik a_{pi} , d_{pi}) (garis 2)

8. Buatlah garis 3, yang dimulai dari perpotongan garis 1 dengan respon spektrum (redaman 5%), ketitik perpotongan garis 2 dengan nilai β_{eff} telah didapatkan pada langkah (2). (Untuk contoh 2.9, nilai β_{eff} yang diambil adalah 24%).
9. Titik dimana garis 3 memotong kurva respon spektrum adalah titik perkiraan, a_{p2} , d_{p2} .



Gambar 3.12. Prosedur C setelah tahap (9)

10. Jika ternyata nilai d_{p2} berada dalam wilayah toleransi $\pm 5\%$ dari nilai d_{pi} , titik a_{p2} , d_{p2} dapat diambil sebagai titik kinerja. Jika ternyata tidak, lanjutkan ke langkah (11).
11. Ulangi dari langkah (4) dengan menaikkan nilai I sebesar 1. Sehingga iterasi ke-2, garis 2 digambar mulai dari titik koordinat 0,0 ketitik a_{p2} , d_{p2} .

	Slope Ratio $[(a_p/a_s) - 1] / [(d_p/d_s) - 1]$						
d_p/d_s	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tabel 3-2. Effectife dampng, β_{eff} dalam %-
Structrual Behavior Type A

	Slope Ratio $[(a_p/a_s) - 1] / [(d_p/d_s) - 1]$						
d_p/d_s	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	9	10	12	16	23	27	29
8	9	11	13	17	24	27	29
6	10	12	15	19	25	27	29
4	11	14	17	21	25	27	29
3	12	14	17	21	25	27	29
2	12	14	16	19	22	24	25
1.5	11	12	14	15	17	18	18
1.25	9	10	10	11	12	13	13

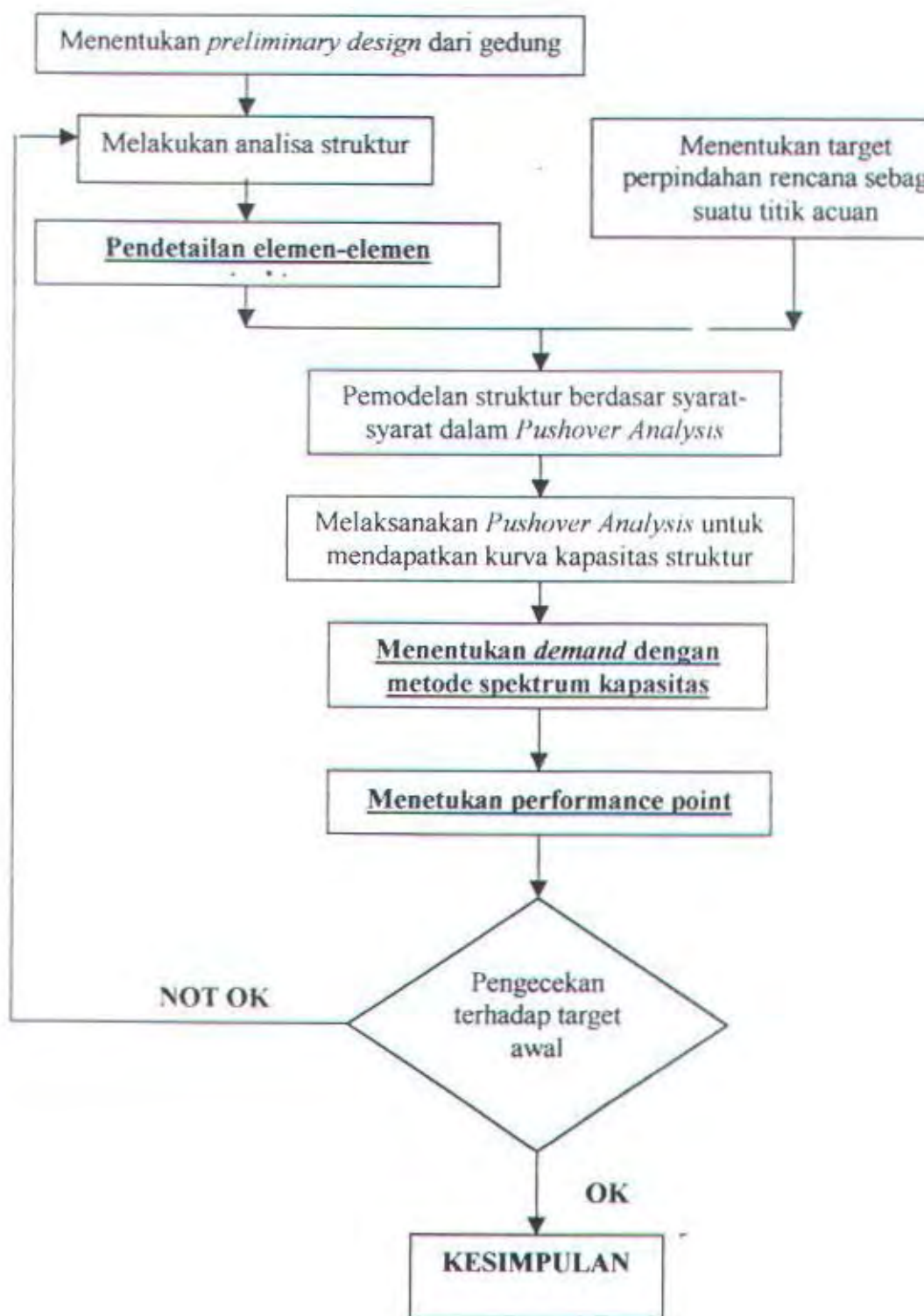
Tabel 3-3. Effectife dampng, β_{eff} dalam %-
Structrual Behavior Type B



	Slope Ratio $[(a_{ps}/a_y) - 1] / [(d_{ps}/d_y) - 1]$						
d_{ps}/d_y	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	7	7	9	10	14	17	20
8	7	8	9	11	15	18	20
6	7	9	10	12	16	18	20
4	8	9	11	13	16	18	20
3	9	10	11	13	16	17	19
2	9	10	11	12	14	15	16
1.5	8	9	9	10	11	11	11
1.25	7	7	8	8	9	9	9

Tabel 3-4. *Effectife dampng, β_{eff} , dalam %-
Structrual Behavior Type C*

Untuk kemudahan dalam perhitungan maka *pushover* dilakukan dengan ba program SAP 2000. Hasil dari *output* SAP 2000 mengenai *displacement* te dibandingkan dengan *displacement* rencana dengan toleransi sebesar 5%, apabila *output* SAP 2000 kurang dari rencana maka perlu adanya perubahan struktur.



Gambar 3.13. Flowchart Metodologi

BAB
DASAR TEO

BAB IV

DASAR TEORI

4.1. KONSEP *FORCED BASED DESIGN*

Forced based design merupakan konsep yang umum digunakan oleh perencana dalam perencanaan gedung bertingkat. Dimana dikatakan dalam konsep bahwa perencanaan gedung didasarkan pada besaran kapasitas (*demand*) dan tuntutan gaya gempa (*capacity*), dimana nilai *capacity* tidak boleh lebih kecil dari *demand* yang ada. Dalam konsep ini struktur yang ada mengandalkan kekakuan, kekuatan, dan daktilitas untuk melawan beban-beban yang diterima oleh struktur yang ada. Dengan *forced-based design* dibuat sedemikian rupa agar kapasitas struktur yang ada lebih besar daripada beban yang ada.

Konsep memulai perencanaan dengan mengestimasi periode getar alami struktur kemudian dengan memperhatikan massa gedung dan percepatan getaran gempa di lokasi tuntutan gaya gempa. Setelah diketahui besarnya tuntutan gaya gempa maka perencanaan desain dilanjutkan dengan analisa struktur untuk mendapatkan gaya-gaya dalam struktur yang ada yaitu gaya aksial (P), gaya normal (V), dan momen (M), kemudian dilanjutkan dengan pendetailan kebutuhan tulangan dari struktur dengan memperhatikan gaya-gaya dalam yang ada.

Pada perhitungan yang mengandalkan kekuatan untuk melawan beban-beban yang ada, seperti dalam konsep *forced-based design*, menganggap gedung akan berperilaku secara elastis. Keuntungan dari analisa secara elastis adalah kemudahan dalam perhitungan. Tetapi konsep yang menganggap gedung bersifat elastis ini memiliki kelemahan yaitu dengan diabaikannya kerusakan struktur yang merupakan penyebab dari kegagalan suatu struktur yang ada. Kerusakan struktur yang terjadi terutama disebabkan oleh keruntuhan sebagai akibat dari kerusakan dan deformasi yang berlebihan dari struktur yang ada. Dan dalam *forced-based design* hubungan antara kekuatan dan kerusakan sangatlah tidak jelas (Priestly 2000).

4.2. KONSEP PERFORMANCE BASED DESIGN

Performance-Based Design merupakan metodologi dimana kriteria struktural dinyatakan dalam persyaratan untuk mencapai sasaran daya guna yang diinginkan. Konsep ini dimulai dengan menetapkan *performance level* dari gedung yang didesain dengan memperhatikan kerugian material bangunan, kematian penghuni gedung, kerugian fungsi bangunan paska gempa.

Tingkatan kinerja (*Performance Level*) mendeskripsikan suatu kondisi bangunan setelah kerusakan yang masih dianggap layak bagi gedung tersebut (ATC-40). Adapun empat tingkatan kinerja yang paling umum dan lazim di jumpai adalah sebagai berikut (FEMA 40, FEMA 273)

1. **Operasional (Operational)** : Ini adalah suatu tingkatan kinerja yang berhubungan dengan fungsi dan pelayanan gedung. Kerusakan terhadap struktur gedung yang aman tidak perlu lagi diragukan, dan semua jenis perbaikan yang diperlukan perlu hanyalah kecil serta dapat dilakukan tanpa mengganggu aktivitas normal pemakai gedung.
2. **Penempatan Segera (Immediate Occupancy)** : Tingkatan ini berhubungan dengan kriteria yang paling luas yang berhubungan dengan fasilitas – fasilitas penting. Ruangan – ruangan dalam gedung maupun semua sistemnya diharapkan untuk bisa dipergunakan secara cukup beralasan, akan tetapi kesinambungan dari semua pelayanan, baik primer ataupun cadangan, tidaklah perlu diprioritaskan.
3. **Keselamatan Jiwa (Life Safety)** : Tingkatan ini dimaksudkan untuk mencapai suatu kondisi kerusakan yang memiliki ancaman serendah mungkin terhadap keselamatan jiwa manusia, baik akibat dari kerusakan struktural maupun akibat robohnya elemen – elemen nonstruktural gedung.
4. **Stabilitas Struktur (Structural Stability)** : Tingkatan ini adalah tingkatan yang membatasi kondisi kerusakan gedung setelah gempa terjadi, dimana rangkaiannya terutama gedung harus mampu menahan semua beban vertikal yang mewajibkan sistem serta kestabilan harus terjaga. Ada kemungkinan terjadinya ancaman terhadap keselamatan jiwa manusia baik yang diakibatkan oleh jatuhnya elemen – elemen struktural, ataupun akibat kerusakan struktural gedung.

Peninjauan kinerja dari elemen – elemen non struktural tidak lagi diperhatikan sehingga tingkat kinerjanya amatlah diragukan.

Keunggulan dari konsep ini adalah kemampuannya untuk menunjukkan keadaan gedung pada saat menerima gaya gempa. Gedung akan bersifat non-linear pada menerima beban gempa. Secara umum dijelaskan bahwa analisa non-linear di menjadi 2 metode yaitu analisa statik non-linear (atau yang disebut *pushover analysis*) dan analisa dinamik non-linear (atau yang disebut analisa riwayat waktu).

BAB

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDA

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Dalam perencanaan suatu gedung, perencanaan struktur sekunder harus dipisahkan dari perencanaan struktur utama, hal ini dikarenakan struktur sekunder dirancang hanya menerima lentur saja dan hanya meneruskan gaya lateral akibat gempa. Tetapi struktur sekunder tetap mempengaruhi struktur utama yang ada, yaitu sebagai beban pada perencanaan struktur utama. Dan dalam tugas akhir ini struktur sekunder yang dibahas meliputi struktur pelat, tangga, dan balok anak.

5.1. Balok

Dengan mengacu pada peraturan SK SNI – 03 – xxxx – 2001 pada tabel 9.5 maka perencanaan balok yang terdapat pada dua tumpuan sederhana memiliki minimum:

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L$$

dengan :

h_{\min} = tebal minimum balok (mm)

L = panjang bentang (mm)

5.1.1. Perencanaan Balok Memanjang

$$L = 8000 \text{ mm}$$

Maka :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 8000$$

$$= 500 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } h = 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h$$

$$= \frac{2}{3} \times 600$$

$$= 400 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } b = 400 \text{ mm}$$

Jadi balok memanjang memiliki dimensi 400 x 600 mm

5.1.2. Perencanaan Balok Melintang

$$L = 7000 \text{ mm}$$

Maka :

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{1}{16} \times 7000 \\ &= 437,5 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } h = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{2}{3} \times 500 \\ &= 333,5 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } b = 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi balok melintang memiliki dimensi 350 x 500 mm

5.2. Kolom

Kolom pada perencanaan gedung ini dibuat tipikal, ini dimaksudkan untuk kemudahan dalam hal pembuatan atau pemesanan bekisting kolom

- Perkiraan beban pelat atap adalah 700 kg/m^2
- Perkiraan beban pelat lantai adalah 1000 kg/m^2

Jadi total beban yang ditanggung oleh kolom adalah :

$$\begin{aligned} N_{uk} &= (7 \times 8 \times 1000) \times 9 + (7 \times 8 \times 700) \\ &= 504000 + 39200 \\ &= 543200 \text{ kg} \end{aligned}$$

Seperti yang telah diketahui bahwa rumus tegangan ijin adalah :

$$\begin{aligned} \overline{f_c} &= \frac{N_{uk}}{A} \\ A &= \frac{N_{uk}}{\overline{f_c}} = \frac{N_{uk}}{\frac{1}{3} f_c'} = \frac{543200}{\frac{1}{3} \cdot 300} = 5432 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A = b \times b = 5432 \text{ cm}^2$$

$$b = 73 \text{ cm}$$

Jadi diambil ukuran kolom sebesar 75 x 75 cm

5.3. Pelat

5.3.1. Perencanaan Pelat

Dalam SK SNI – 03 – xxxx – 2001 pasal 9.5.3.3 disebutkan bahwa :

- Untuk α_m lebih besar dari 0,2 dan tidak boleh lebih dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{I_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- Untuk α_m lebih besar dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{I_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Maka direncanakan :

- Tebal pelat lantai = 15 cm
- Tebal pelat atap = 14 cm

Kontrol Tebal Pelat Lantai

$$L_n = 700 - 40 = 660 \text{ cm}$$

$$S_n = 400 - (35 + 30) / 2 = 367,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{660}{367,5} = 1,7959 < 2$$

Karena $\beta < 2$ maka sistem pelat dua arah

- Balok 40 / 60 cm

$$\begin{aligned} b_{e1} &= b_w + 2 \cdot (h - t) \\ &= 40 + 2 \cdot (60 - 15) \\ &= 130 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{e2} &= b_w + 8 \times t \\ &= 40 + 8 \times 15 \\ &= 160 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{jadi } b_1 = 130 \text{ cm}$$



Gambar 5.1. Pelat

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left(4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$= \frac{1 + \left(\frac{130}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right) \left(4 - 6 \left(\frac{15}{60}\right) + 4 \left(\frac{15}{60}\right)^2 + \left(\frac{130}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{130}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right)}$$

$$= 2,446$$

$$I_b = \frac{k \cdot b_w \cdot h^3}{12} = \frac{2,446 \cdot 40 \cdot 60^3}{12} = 1760850 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{b_s \cdot t^3}{12} = \frac{700 \cdot 15^3}{12} = 196875 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = \frac{1760850}{196875} = 8,94$$

- Balok 35 / 50 cm

$$b_{e1} = 35 + 2 \cdot (50 - 15) = 105 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 35 + 8 \cdot 15 = 155 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_e = 105 \text{ cm}$$

$$k = 1,605$$

$$I_b = 585156,25 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 5,20$$

- Balok 30 / 50 cm

$$b_{e1} = 30 + 2 \cdot (50 - 15) = 100 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 30 + 8 \cdot 15 = 150 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_e = 100 \text{ cm}$$

$$k = 2,614$$

$$I_b = 816954,66 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 7,26$$

Jadi :

$$\alpha_m = \frac{1}{3} (8,94 + 5,2 + 7,26) = 7,133$$

Karena $\alpha_m > 2$ maka tebal pelat minimum :

$$h_{min} = \frac{660 \left(0,8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 9,1,79} = 13,5 \text{ cm}$$

Jadi tebal pelat = 15 cm dapat digunakan karena lebih besar daripada

$$h_{min} = 13,5 \text{ cm}$$

Untuk tebal plat atap, dengan cara yang sama didapatkan $h_{min} = 13,5 \text{ cm}$ perencanaan tebal pelat 14 cm memenuhi syarat.

Data Perencanaan

- Mutu beton $f'c$ = 30 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tebal pelat atap = 14 cm
- Tebal pelat lantai = 15 cm

5.3.2. Pembebanan Pelat :

a. Pelat Atap

Beban mati :

- Berat sendiri : $0,14 \times 2400$ = 336 kg/m²
- Plafond + penggantung : $11 + 7$ = 18 kg/m²
- Finishing = 21 kg/m²
- Aspal (1 cm) : $0,01 \times 1400$ = 14 kg/m²
- Pasir (1 cm) : $0,01 \times 1600$ = 16 kg/m²
- AC + perpipaan = 40 kg/m² +

$$DL = 445 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$LL = 100 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 DL + 1,6 LL \\ &= 1,2 (445) + 1,6 (100) \\ &= 694 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Pelat Lantai

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: $0,15 \times 2400$	= 360 kg/m^2
▪ Plafond + penggantung	: $11 + 7$	= 18 kg/m^2
▪ Spesi (1 cm)	: 1×21	= 21 kg/m^2
▪ Tegel (keramik)	: 1×24	= 24 kg/m^2
▪ AC + perpipaan		= 40 kg/m^2
▪ Dinding partisi	: $[(270 \times 4) \times 14] / [(21 \times 56) - 2 \times (4 + 4) \times 7]$	= $14,2 \text{ kg/m}^2 +$
		DL = $477,2 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (lantai perkatoran) LL = 250 kg/m^2

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (477,2) + 1,6 (250) \\
 &= 972,64 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

5.3.3. Perencanaan Penulangan Pelat

➤ Rasio tulangan

$$f'c = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta = 0,85 \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.2.7.3.)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 8.4.3.)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0325$$

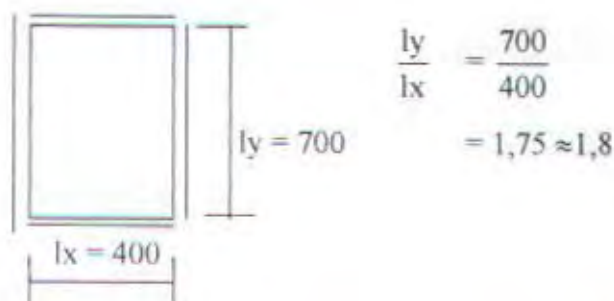
$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.3.3.)$$

$$= 0,75 \times 0,0325 = 0,02475$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.5.)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

➤ Pelat Lantai



$$M_lx = 0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = 0,001 \times 972,64 \times 4^2 \times 60 = 933,734 \text{ kgm}$$

$$M_l y = 0,001 \times q \times l_x^2 \times 35 = 0,001 \times 972,64 \times 4^2 \times 35 = 544,678 \text{ kgm}$$

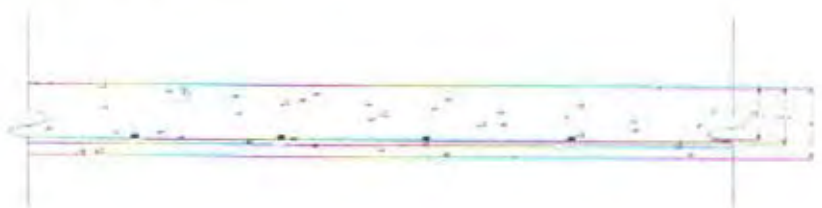
$$M_{tx} = -0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = -0,001 \times 972,64 \times 4^2 \times 60 = -933,734 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \times q \times l_x^2 \times 35 = -0,001 \times 972,64 \times 4^2 \times 35 = -544,678 \text{ kgm}$$

Tebal pelat lantai (t) = 15 cm

Decking diambil = 25 mm

Diameter tulangan (ϕ) = 10 mm



Gambar 5.2. Potongan Pelat

▪ Tulangan arah x

Lapangan

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$dx = 150 - 25 - \frac{1}{2} (10) = 120 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi . b . dx^2} \\ &= \frac{933,734 . 10^4}{0,8 . 1000 . 120^2} \\ &= 0,81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 0,81}{400}} \right] \\ &= 0,0021 < \rho_{\min} = 0,0035\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 120 \\ &= 420 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan ϕ 10 – 150 ($A_s = 523,60 \text{ mm}^2$)

Tumpuan

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{933,734 \cdot 10^{-4}}{0,8 \cdot 1000 \cdot 120^2} \\ &= 0,81\end{aligned}$$

$$\rho = 0,0021 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 120 \\ &= 420 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan ϕ 10 – 150 ($A_s = 523,60 \text{ mm}^2$)

▪ Tulangan Arah y

Lapangan

$$d_y = 150 - 25 - 10 - \frac{1}{2} (10) = 110 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{544,678 \cdot 10^{-4}}{0,8 \cdot 1000 \cdot 110^2} \\ &= 0,56\end{aligned}$$

$$\rho = 0,0012 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 110 \\ &= 385 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan $\phi 10 - 200$ ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

Tumpuan

$$R_n = \frac{544,678 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 110^2}$$
$$= 0,56$$

$$\rho = 0,0012 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$A_{s\text{perlu}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 110$$
$$= 385 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan $\phi 10 - 200$ ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

➤ Pelat Atap

Data perencanaan :

$$\text{Tebal pelat} = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Decking} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Beban merata} = 694 \text{ kg/m}^2$$

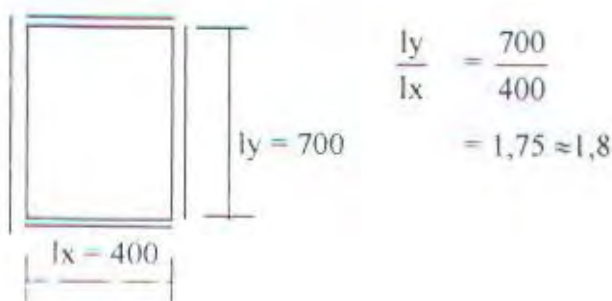
Dengan cara yang sama dengan plat lantai, didapatkan tulangan pelat terpasang :

$$\text{Arah x} = \phi 10 - 150 \text{ (} A_s = 523,60 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Arah y} = \phi 10 - 200 \text{ (} A_s = 392,70 \text{ mm}^2 \text{)}$$

➤ Pelat Lantai Kamar Mandi / WC

Pada perhitungan plat lantai kamar mandi / wc menurut PPIUG 1983 b
hidupnya sama dengan cafetria (ruang pelengkap) sehingga beban h
laintanya berbeda dengan lainnya yaitu sebesar 500 kg/m^2



Pembebanan :

Beban mati lantai sama dengan pelat lantai

$$DL = 477,2 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup lantai kamar mandi :

$$LL = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = 1,2 (477,2) + 1,6 (500)$$

$$= 1372,64 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{lx} = 0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = 0,001 \times 1372,64 \times 4^2 \times 60 = 1317,734 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times q \times l_y^2 \times 35 = 0,001 \times 1372,64 \times 4^2 \times 35 = 768,678 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = - 0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = - 0,001 \times 1372,64 \times 4^2 \times 60 = - 1317,734 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = - 0,001 \times q \times l_y^2 \times 35 = - 0,001 \times 1372,64 \times 4^2 \times 35 = - 768,678 \text{ kgm}$$

Tebal pelat lantai kamar mandi / wc (t) = 15 cm

Decking diambil = 40 mm

Diameter tulangan (ϕ) = 10 mm



Gambar 5.3. Potongan Pelat

- Tulangan arah x

Lapangan

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$dx = 150 - 40 - \frac{1}{2} (10) = 105 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi . b . dx^2}$$

$$= \frac{1317,734 . 10^4}{0,8 . 1000 . 105^2}$$

$$= 1,494$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,494}{400}} \right]$$

$$= 0,0039 > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0039$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,0039 \cdot 1000 \cdot 105$$

$$= 409,5 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan ϕ 10 - 150 ($A_s = 523,60 \text{ mm}^2$)

Tumpuan

$$R_n = \frac{1317,734 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 105^2}$$

$$= 1,494$$

$$\rho = 0,0039 > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0039$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,0039 \cdot 1000 \cdot 105$$

$$= 409,5 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan ϕ 10 - 150 ($A_s = 523,60 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Arah y

Lapangan

$$d_y = 150 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (10) = 95 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{768,678 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 95^2}$$

$$= 1,065$$

$$\rho = 0,0027 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 95$$

$$= 332,5 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan ϕ 10 - 200 ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)



Tumpuan

$$R_n = \frac{768,678 \cdot 10^{-4}}{0,8 \cdot 1000 \cdot 95^2}$$
$$= 1,065$$

$$\rho = 0,0027 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 95$$
$$= 332,5 \text{ mm}^2$$

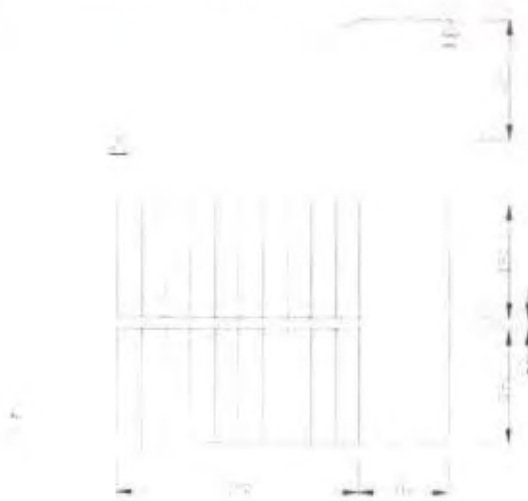
Diambil tulangan $\phi 10 - 200$ ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

5.4. Tangga

5.4.1. Perencanaan Tangga

Data Perencanaan

- Tinggi lantai = 400 cm
- Lebar tangga = 190 cm
- Lebar bordes = 400 cm
- Tebal pelat dasar tangga = 15 cm
- Tebal pelat bordes = 15 cm
- Tinggi tanjakan (t) = 15 cm
- Lebar injakan (l) = 30 cm



Gambar 5.4. Denah Tangga dan system strukturnya

Kontrol :

$$2 \cdot t + l = 2 \cdot (15) + 30 \\ = 60 \text{ cm (OK)}$$

$$\alpha = \arctan \frac{15}{30} \\ = 26,57^\circ$$

$$\text{Jumlah injakan} = 13$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = 14$$

$$\sin \alpha = \frac{2tr}{l} = \frac{2tr}{40} = 0,447$$

$$tr = \frac{30 \cdot 0,447}{2} = 6,71 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat tangga} &= \text{tebal pelat tangga} + tr \\ &= 15 + 6,71 \\ &= 21,71 \text{ cm} \end{aligned}$$

5.4.2. Pembebanan Tangga

a. Pelat Bordes

Beban Mati

- Berat sendiri : $0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
- Penutup lantai (keramik) = 24 kg/m^2
- Spesi (2 cm) : $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Sandaran = 50 kg/m^2

$$\text{DL} = 476 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$\text{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (476) + 1,6 (300) \\ &= 1051,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

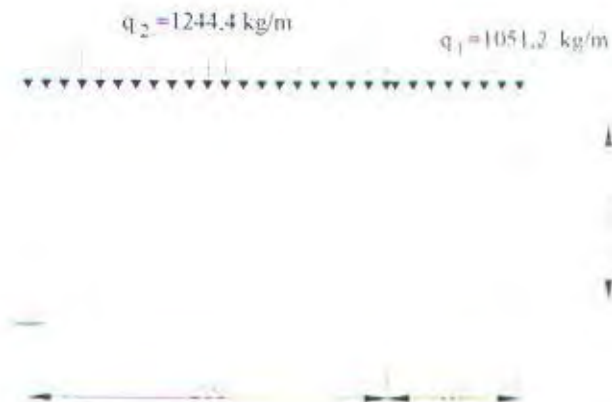
b. Anak Tangga

Beban Mati

▪ Berat sendiri ($t=21,71$ cm): $0,2171 \times 2400$	= 521	kg/m
▪ Penutup ubin (keramik)	= 24	kg/m
▪ Spesi (2 cm) : 2×21	= 42	kg/m
▪ Sandaran	= 50	kg/m
	DL	= 637 kg/m
Beban Hidup	LL	= 300 kg/m

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (637) + 1,6 (300) \\
 &= 1244,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

5.4.3. Perencanaan Penulangan Tangga



Gambar 5.5. Pembebanan pada Tangga

Dari hasil analisa menggunakan SAP 2000 didapatkan momen maksimum pada anak tangga sebesar 4076,814 kgm

Rasio Tulangan

Direncanakan pada tangga menggunakan tulangan $\phi = 16$ mm

$$\text{Decking} = s' = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= s' + \phi/2 \\
 &= 25 + 16/2 = 33 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= t - d' \\
 &= 150 - 33 = 117 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\rho_b = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,02475$$

$$\rho_{min} = 0,0035$$

$$m = 15,686$$

Penulangan Lentur Tangga

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{4076,814 \times 10^4}{0,8 \times 1000 \times 117^2} \\ &= 3,72 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,72}{400}} \right) \\ &= 0,010 > \rho_{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,010 \times 1000 \times 117 \\ &= 1170 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan $\phi 12 - 140$ dan $\phi 10 - 140$ ($A_{s_{total}} = 1369 \text{ mm}^2$)

Tulangan arah melintang :

$$\begin{aligned} A_s &= 20 \% A_s \text{ perlu} \\ &= 20 \% \times 1170 \\ &= 234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan $\phi 10 - 300$

Penulangan Lentur Bordes

Momen yang terjadi pada bordes didapatkan dengan bantuan SAP 2000, dimana hasilnya adalah sebesar 2835,873 kgm

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{2835,873 \cdot 10^4}{0,8 \times 1000 \times 122^2} \\
 &= 2,38
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,38}{400}} \right) \\
 &= 0,0063 > \rho_{\min}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,0063 \times 1000 \times 122 \\
 &= 763,361 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan ϕ 16 – 250 ($A_s = 804,25 \text{ mm}^2$)

Tulangan arah melintang :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 20 \% \times 763,361 \\
 &= 152,672 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan } \phi 10 - 300 (A_s = 261,80 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

Tulangan Susut Suhu

Decking yang digunakan sebesar 40 mm

Diameter tulangan direncanakan $\phi = 8 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 d' &= 40 + \frac{1}{2} 8 \\
 &= 44 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= t - d' \\
 &= 150 - 44 \\
 &= 106 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho = 0,002$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,002 \times 1000 \times 106 \\
 &= 212 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan ϕ 8 – 200 ($A_s = 251,33 \text{ mm}^2$)

5.4.4. Perhitungan Balok pemikul bordes :

Data-data perencanaan :

- Bentang balok : 4 m
- Dimensi balok bordes : 20 / 40
- Tulangan utama $\phi = 16$ mm
- Tulangan sengkang $\phi = 10$ mm
- Decking = $s' = 20$ mm
- $d = t - (s' + \phi/2)$
 $= 400 - (20 + 10 + 16/2) = 362$ mm

$$\rho_b = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,02475$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Beban :

- berat sendiri = $0,2 \times 0,4 \times 2400 = 192$ kg / m
- beban dinding $\frac{1}{2}$ bata = $2 \times 250 = 500$ kg / m
- beban dari bordes = 2921,86 kg / m
- total = 3613,86 kg / m

Tulangan Lapangan :

$$M_t = \frac{1}{11} q l_n^2 = \frac{1}{11} \times 3613,86 \times 4^2 = 5256,52 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{5256,52}{0,8 \times 0,2 \times 0,362^2} = 250703,962 \text{ kg / m}^2 = 2,507 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.R_n}{f_y}} \right) = 0,0066 > \rho_{min}$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_b \cdot d = 0,0066 \times 200 \times 362 = 478,586 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang} = 3D16 \text{ (} A_s = 603 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Tulangan Tumpuan :

$$M_T = \frac{1}{16} q l_n^2 = \frac{1}{16} \times 3613,86 \times 4^2 = 3613,86 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{3613,86}{0,8 \times 0,2 \times 0,362^2} = 172359,09 \text{ kg / m}^2 = 1,723 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.R_n}{f_y}} \right) = 0,0045 > \rho_{\text{min}}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho.b.d = 0,0045 \times 200 \times 362 = 323,37 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang} = 2D16 (A_s = 402 \text{ mm}^2)$$

Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times l \\ &= \frac{1}{2} \times 3613,86 \times 4 \\ &= 7227,72 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{uk} &= \frac{7227,72 \times (0,5 \times 4 - 0,362)}{0,5 \times 4} \\ &= 5919,503 \text{ kg} \\ &= 59195,03 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} . b . w . d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} . 300 . 362 = 99137,78 \text{ N} \end{aligned}$$

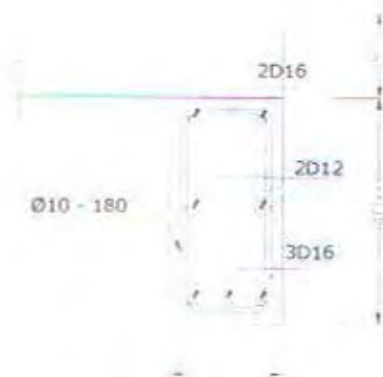
$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,8 \times 99137,78 \\ &= 79310,224 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u < \phi V_c \rightarrow$ Pasang tulangan geser minimum

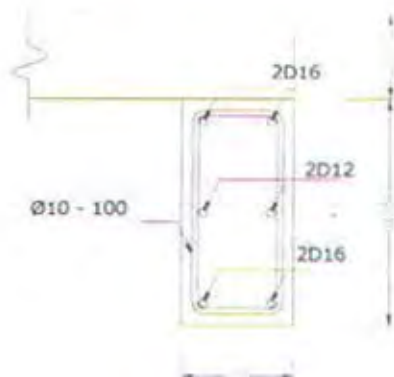
jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4,)

$$d/2 = 372 / 2 = 186 \text{ mm}$$

Pasang tulangan geser ϕ 10 - 100 \rightarrow 180



Tulangan Lapangan



Tulangan Tumpuan

Gambar 5.6. Penulangan Balok Bordes

5.5. Perencanaan Balok Anak

Untuk pembebanan pelat terhadap balok terdapat dua bentuk yaitu beban ekuivalen segi tiga dan beban ekuivalen trapesium

Gambar 5.7. Tributary Area

➤ Beban segitiga

$$\begin{aligned}
 W &= \frac{1}{2} q_{\text{pelat}} l_x \\
 Q_1 &= Q_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} l_x W = \frac{1}{4} l_x W \\
 R &= \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{1}{4} l_x W
 \end{aligned}$$

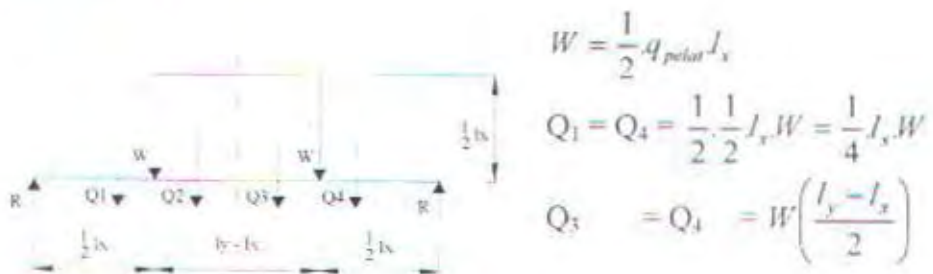
$$\begin{aligned}
 M_{\text{max tengah bentang}} &= \frac{1}{4} l_x W \cdot \frac{1}{2} l_x - \frac{1}{4} l_x W \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x \\
 &= \frac{1}{12} l_x^2 W
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{max beban terbagi rata}} = \frac{1}{8} q_{\text{ek}} l_y^2$$

Dari kedua persamaan diatas, didapatkan :

$$q_{ek} = \frac{1}{3} q_{pelat} l_x$$

➤ Beban Trapesium



$$R = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{2} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x)$$

Mmax tengah bentang:

$$M_{max} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x) \frac{1}{2} l_y - \frac{1}{4} l_x W \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x + \frac{1}{2} (l_y - l_x) \right) - W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right) \frac{1}{4} (l_y - l_x)$$

$$M_{max} \text{ terbagi rata} = \frac{1}{8} q_{eq} l_x^2$$

Dari kedua persamaan diatas, didapatkan :

$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_{pelat} l_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

Pada Tugas Akhir ini, hanya direncanakan menggunakan balok anak melintang saja. Untuk balok anak ini sendiri difungsikan hanya untuk meneruskan beban dari plat dengan beban trapesium

5.5.1. Perencanaan Balok Anak Atap

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Ukuran balok anak atap} = 30 \times 50 \text{ cm}^2$$

Beban yang bekerja :

$$\text{Beban trapesium dengan } l_x = 400 \text{ cm} = 4 \text{ m}$$

$$l_y = 700 \text{ cm} = 7 \text{ m}$$

1. Beban Mati :

- Berat sendiri : $0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$

- Beban plat : $2 \times \frac{1}{2} \times 445 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) = 1586,26 \text{ kg/m}$

$q_D = 1946,26 \text{ kg/m}$

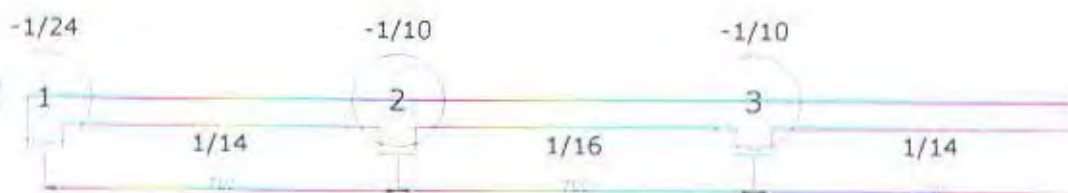
2. Beban Hidup :

- Beban plat : $2 \times \frac{1}{2} \times 100 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) = q_L = 356,46 \text{ kg/m}$

$q_u = 1,2 (q_D) + 1,6 (q_L)$

$= 1,2 (1946,26) + 1,6 (356,46)$

$= 2905,85 \text{ kg/m}$



Gambar 5.8. Koefisien Momen Balok Anak

$M_1 = M_4 = \frac{1}{24} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{24} \times 2905,85 \times 7^2 = 5943,77 \text{ kg}$

$M_{12} = M_{34} = \frac{1}{14} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{14} \times 2905,85 \times 7^2 = 10170,47 \text{ kg}$

$M_2 = M_3 = -\frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = -\frac{1}{10} \times 2905,85 \times 7^2 = -14238,66 \text{ kg}$

$M_{23} = \frac{1}{16} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{16} \times 2905,85 \times 7^2 = 8899,16 \text{ kg}$

Perhitungan Tulangan

Tinggi balok = 500 mm

Penutup beton $d' = 40 \text{ mm}$

Direncanakan diameter tulangan longitudinal D19

Direncanakan diameter tulangan sengkang $\phi 10$

Menurut SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 10.5.1

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b w . d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} 300 \times 500 = 513,49 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{1.4}{f_y} b w . d = \frac{1.4}{400} \times 300 \times 500 = 525,00 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan !!)}$$

Direncanakan tulangan balok anak yang ada dibuat seragam jadi dalam perhitungan digunakan momen terbesar.

Tulangan Tumpuan

$$M_u = 14238,66 \text{ kgm} = 142386600 \text{ Nmm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d = h - d' - \phi_{\text{sengkarang}} - \frac{1}{2} D_{\text{tulangan umum}} \\ = 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (19) = 440,5 \text{ mm} = 44,05 \text{ cm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \frac{A_s'}{A_s} = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1 - \delta) M_u}{\phi b d^2} = \frac{(1 - 0,5) \cdot 142386600}{0,8 \cdot 300 \cdot 440,5^2} = 1,53 \text{ Mpa}$$

$$\rho \delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,53}{400}} \right) = 0,0039$$

$$\rho' = \frac{\delta M_u}{0,8 f_y (d - d') b d} = \frac{0,5 \cdot 142386600}{0,8 \cdot 400 \cdot (440,5 - 59,5) \cdot 300 \cdot 440,5} = 0,0044$$

$$\rho = \rho \delta + \rho' = 0,0039 + 0,0034 = 0,0083 > \rho_{\min} = 0,0035$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0083 \cdot 300 \cdot 440,5 = 1096,845 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 4 D 19}$$

$$A_s' = \rho' \cdot b \cdot d = 0,0044 \cdot 300 \cdot 440,5 = 581,46 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 3 D 19}$$

Tulangan Lapangan

$$M_u = 10170,47 \text{ kgm} = 101704700 \text{ Nmm}$$

$$\text{Bentang balok} = L = 700 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak bersih antara balok - balok yang bersebelahan} = L_n = 770 \text{ cm}$$

$$d = 440,5 \text{ mm}$$



Menghitung lebar efektif flens

$$\left. \begin{array}{l} 1. \quad be \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} 700 = 175 \text{ cm} \\ 2. \quad be \leq bw + 16 t = 30 + 16 \times 15 = 270 \text{ cm} \\ 3. \quad be \leq bw + Ln = 30 + 770 = 800 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad be = 175 \text{ mm}$$

Direncanakan tulangan lapangan momen positif tulangan ulir 3 – D19 mm.

$$(As = 850,586 \text{ mm}^2 \quad As > As_{min})$$

$$c = \frac{As \times f_y}{\beta \times 0,85 \times f'_c \times be} = \frac{850,586 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 1750} = 8,97 \text{ mm}$$

karena $c < t$: $8,97 \text{ mm} < 140 \text{ mm}$, maka balok anak adalah balok T palsu dan dianggap sebagai balok persegi biasa.

$$a = c \times \beta = 8,97 \times 0,85 = 7,62 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi As f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,8 \times 850,586 \times 400 \times \left(440,5 - \frac{7,62}{2} \right) \\ &= 118861568,1 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$Mu = 101704700 \text{ N.mm}$$

$$Mu < \phi Mn \quad (\text{memenuhi syarat!})$$

maka tulangan lapangan momen positif dipakai tulangan ulir 3 – D19 mm

$$(As = 850,586 \text{ mm}^2)$$

dan tulangan momen negatif dipakai tulangan ulir 2 – D19 mm ($As' = 567,06 \text{ mm}^2$)

Tulangan Geser

- Pada perletakan 2kn dan 3kr

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1,15}{2} \times q_u \times l \\ &= \frac{1,15}{2} \times 2905,85 \times 7 = 11696,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{uk} &= \frac{V_u (0,5lx - d)}{0,5lx} \\ &= \frac{11696,05 \times (0,5 \times 7 - 0,4405)}{0,5 \times 7} \end{aligned}$$

$$= 10224,02 \text{ kg}$$

$$= 102240,08 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 440,5 = 120635,8933 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,8 \times 120635,8933$$

$$= 96508,712 \text{ N}$$

$$V_u > \phi V_c$$

jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4)

$$d/2 = 440,5 / 2 = 220,25 \text{ mm}$$

diambil tulangan sengkang $\phi 10 - 200$

- Pada perletakan 1, 2kr, 3kn, dan 4

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l$$

$$= \frac{1}{2} \times 2905,85 \times 7$$

$$= 10170,475 \text{ kg}$$

$$V_{uk} = \frac{10170,475 \times (0,5 \times 7 - 0,4405)}{0,5 \times 7}$$

$$= 8890,448 \text{ kg}$$

$$= 88904,48 \text{ N}$$

$$V_c = 120635,8933 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,8 \times 120635,8933$$

$$= 96508,712 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c \rightarrow$ Pasang tulangan geser minimum

jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4)

$$d/2 = 440,5 / 2 = 220,25 \text{ mm}$$

diambil tulangan sengkang $\phi 10 - 200$

Jadi untuk tulangan balok anak atap adalah :

- Tulangan Tumpuan :

$$\text{Tulangan tarik (} A_s \text{) } = 4D19$$

$$\text{Tulangan tekan (} A_s' \text{) } = 3D19$$

$$\text{Sengkang } \phi 10 - 150$$

- Tulangan Lapangan

Tulangan tarik (A_s) = 3D19

Tulangan tekan (A'_s) = 2D19

Sengkang = $\phi 10 - 200$



Gambar 5.9. Pemulangan Balok Anak Atap

5.5.2. Perencanaan Balok Anak Lantai

Balok anak lantai direncanakan menggunakan dimensi yang sama dengan balok anak pada atap. Dengan pembebanan sebagai berikut :

1. Beban Mati :

- Berat sendiri : $0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg / m}$

- Beban plat : $2 \times \frac{1}{2} \times 477,2 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) = 1701,039 \text{ kg / m}$

$q_D = 2061,839 \text{ kg / m}$

2. Beban Hidup :

- Beban plat : $2 \times \frac{1}{2} \times 250 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) = q_L = 891,156 \text{ kg / m}$

$q_U = 1,2 (q_D) + 1,6 (q_L)$

$= 1,2 (2061,839) + 1,6 (891,156) = 3899,096 \text{ kg / m}$

Dengan cara yang sama dengan perencanaan balok lantai atap didapatkan tulangan balok anak lantai sebagai berikut :

- Tulangan Tumpuan :

Tulangan tarik (A_s) = 6D19

Tulangan tekan (A'_s) = 3D19

Sengkang = $\phi 10 - 150$

- Tulangan Lapangan

Tulangan tarik (A_s) = 4D19

Tulangan tekan (A'_s) = 2D19

Sengkang = $\phi 10 - 200$



Tulangan Lapangan



Tulangan Tumpuan

Gambar 5.10. Penulangan Balok Anak Lantai

BAB
ANALISA STRUKTUR UTAS

BAB VI

ANALISA STRUKTUR UTAMA

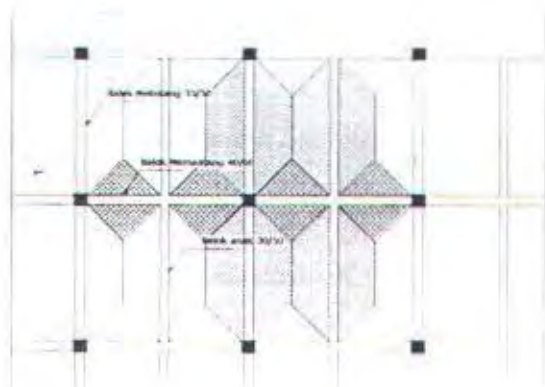
6.1. Data-Data Perencanaan Gedung

Adapun data – data yang digunakan dalam perencanaan gedung adalah :

Tipe bangunan	: Perkantoran
Zona Gempa	: Zone 6 (SNI 03 – 1726 – 2002)
Tinggi Bangunan	: 40 m
Lebar Bangunan	: 21 m
Panjang Bangunan	: 56 m
Mutu Beton	: 30 Mpa
Mutu Baja	: 400 Mpa
Dimensi Kolom	: 75 x 75 cm
Dimensi Balok Memanjang	: 40 x 60 cm
Dimensi Balok Melintang	: 35 x 50 cm

6.2. Pembebanan Struktur Arah Vertikal.

Pembebanan arah vertikal biasa juga disebut dengan beban gravitasi, hal ini disebabkan karena arah beban tersebut searah dengan arah gravitasi. Pembebanan arah vertikal ini merupakan beban yang diterima oleh struktur gedung akibat dari adanya beban yang ada di atasnya. Untuk pembebanan pelat terhadap balok terdapat tiga bentuk yaitu beban ekuivalen segi tiga, beban ekuivalen trapesium dan beban ekuivalen segitiga.



Gambar 6.1. Distribusi Beban Pelat pada Balok



→ Beban Pelat yang diterima Balok Memanjang

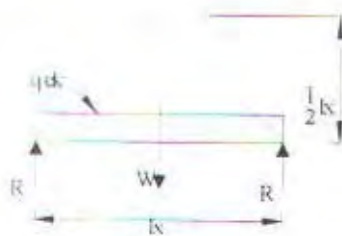


→ Beban Pelat yang diterima Balok Melintang



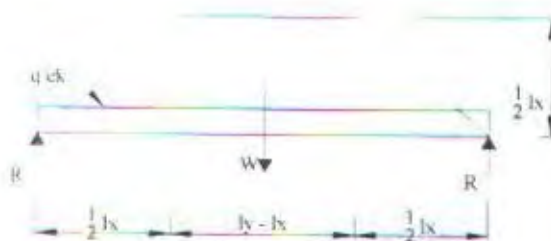
→ Beban Pelat yang diterima Balok Anak

➤ Beban segitiga



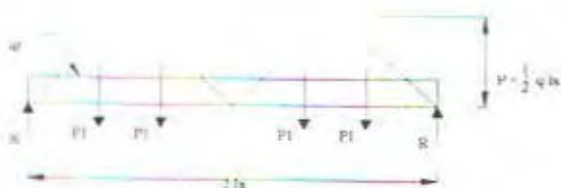
$$Q_{ek} = \frac{1}{3} q_{pelat} l_x$$

➤ Beban Trapesium



$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_{pelat} l_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right) \right)$$

➤ Beban Dua Segitiga



$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} l_x q_r = \frac{1}{8} q_r l_x^2$$

$$R = 2 \cdot P = \frac{1}{4} q_r l_x^2$$

$$M_{max eq} = \frac{1}{8} q_r (2 l_x)^2 = \frac{1}{2} q_r l_x^2$$

Momen maksimum tengah bentang :

$$M_{max} = R l_x - P_1 \left(l_x - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x \right) - P_1 \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x \right)$$

$$= R l_x - P_1 \left(\frac{2}{3} l_x \right) - P_1 \left(\frac{1}{3} l_x \right)$$

$$= (R - P_1) l_x$$

$$= \left(\frac{1}{4} q l x^2 - \frac{1}{8} q l x^2 \right) l x$$

$$= \frac{1}{8} q l x^3$$

$$M_{\max \text{ eq}} = M_{\max}$$

$$\frac{1}{2} q_r l x^2 = \frac{1}{8} q l x^3$$

$$q_r = \frac{1}{4} q l x \quad \text{kg / m} \quad \dots\dots\dots (6 -$$

6.2.1. Perhitungan Beban Per Satuan Luas

1. Pembebanan pada lantai

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: 0,15 x 2400	= 360 kg/m ²
▪ Plafon + penggantung	: 11 + 7	= 18 kg/m ²
▪ Spesi 1cm	: 0,01 x 2100	= 21 kg/m ²
▪ Tegel (keramik)	: 0,01 x 2400	= 24 kg/m ²
▪ AC dan perpipaan		= 40 kg/m ²
▪ Dinding partisi	: [(270x4)x14]/[(21x56 - 2x(4+4)x7]	= <u>14,2 kg/m²</u> +

$$DL = 477,2 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup (lantai perkantoran)

$$LL = 250 \text{ kg/m}^2$$

2. Pembebanan pada atap

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: 0,14 x 2400	= 336 kg/m ²
▪ Plafon + penggantung	: 11 + 7	= 18 kg/m ²
▪ Finishing	:	= 21 kg/m ²
▪ Aspal (1 cm)	: 0,01 x 1400	= 14 kg/m ²
▪ Pasir (1 cm)	: 0,01 x 1600	= 16 kg/m ²
▪ AC dan perpipaan		= <u>40 kg/m²</u> +

$$DL = 445 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup :

- Beban terbagi rata $= 100 \text{ kg/m}$
 - Beban hujan $= 20 \text{ kg/m}$
- LL $= 120 \text{ kg/m}^2$

6.2.2. Perhitungan Beban Equivalen

Dalam SAP2000 telah tersedia fasilitas untuk memasukkan beban ekuivalen (segitiga dan trapesium), yaitu dengan menggunakan perintah *assign frame load trapezoidal*. Input pembebanan pelat pada balok yang digunakan dalam SAP2000 dapat dilihat pada lampiran II

6.3. Perhitungan Beban Lateral Akibat Gempa

6.3.1. Perhitungan berat total bangunan

1. Berat lantai 10 (atap)

Beban Mati :

- Pelat $:(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 445 = 473480 \text{ kg}$
 - Balok melintang $:[0,35 \times 0,5 \times (21 \times 6 + 14 \times 2)] \times 2400 = 64680 \text{ kg}$
 - Balok anak $:(0,3 \times 0,5 \times 21) \times 7 \times 2400 = 52920 \text{ kg}$
 - Balok memanjang $:(0,40 \times 0,6 \times 56) \times 4 \times 2400 = 129024 \text{ kg}$
 - Balok lift $:(0,3 \times 0,5 \times 7) \times 4 \times 2400 = 10080 \text{ kg}$
 - Shearwall $:(0,2 \times 7 \times 2) \times 2 \times 2400 = 13440 \text{ kg}$
 - Kolom $:(0,75 \times 0,75 \times 2) \times 28 \times 2400 = 75600 \text{ kg}$
- WD $= 819224 \text{ kg}$

Beban Hidup (faktor reduksi yang digunakan adalah sebesar 0,3)

- Beban merata $:(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 100 \times 0,3 = 31920 \text{ kg}$
 - Beban hujan $:(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 20 = 21280 \text{ kg}$
- WL $= 53200 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} W_{\text{atap}} &= WD + WL \\ &= 819224 + 53200 \\ &= 872424 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Berat lantai 1 - 9

Beban Mati :

▪ Pelat	: $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 477,2$	= 507740,8
▪ Balok melintang	: $[0,35 \times 0,5 \times (21 \times 6 + 14 \times 2)] \times 2400$	= 64680
▪ Balok anak	: $(0,3 \times 0,5 \times 21) \times 7 \times 2400$	= 52920
▪ Balok memanjang	: $(0,4 \times 0,6 \times 56) \times 4 \times 2400$	= 129024
▪ Balok lift	: $(0,3 \times 0,5 \times 7) \times 4 \times 2400$	= 10080
▪ <i>Shearwall</i>	: $(0,2 \times 7 \times 4) \times 2 \times 2400$	= 26880
▪ Kolom	: $(0,75 \times 0,75 \times 4) \times 28 \times 2400$	= 151200
▪ Tangga	: $(1,9 \times 3,9 \times 2) \times 637$	= 9440,34
▪ Bordes	: $(1,1 \times 4) \times 476$	= 2094,4
▪ Balok bordes	: $(0,2 \times 0,4) \times 4 \times 2400$	= 768
▪ Kolom tangga	: $(0,2 \times 0,2) \times 2 \times 2400$	= 192

$$WD = 955019,54$$

Beban Hidup (faktor reduksi yang digunakan adalah sebesar 0,3)

$$▪ \text{Beban merata} : (21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 250 \times 0,3 = 79800$$

$$WL = 79800$$

$$\begin{aligned} W_{\text{lantai}} &= WD + WL \\ &= 955019,54 + 79800 \\ &= 1034819,54 \text{ kg} \end{aligned}$$



6.3.2. Perhitungan gaya geser dasar

Pada gedung yang direncanakan terdapat 2 sistem pembebanan gempa dikarenakan *shear wall* yang terdapat pada gedung ini hanya pada arah melintang. Jadi pada perhitungan arah melintang menggunakan sistem *shear wall frame* sedang pada arah memanjang menggunakan sistem *open frame*.

6.3.2.1. Pembebanan Gempa Arah Melintang Gedung (Arah Y)

Zone gempa 6 $\rightarrow \zeta = 0,15$

n = jumlah tingkat gedung

$$= 10$$

Jenis tanah adalah tanah lunak $\rightarrow A_0 = 0,34$

$I = 1,0$ (gedung perkantoran)

$R = 5,5$ (tabel 3, SNI 03 - 1726 - 2002)

Periode getar alami struktur (SNI 03 - 1726 - 2002, ps. 5.6) :

$$T = \zeta \times n = 0,15 \times 10 = 1,5 \text{ detik}$$

Dari grafik respon spektrum gempa rencana didapatkan $C = 0,61$

Perhitungan Gaya Geser Dasar :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_i = \frac{0,61 \times 1}{5,5} \times (10185799,86) = 1129697,803 \text{ kg}$$

6.3.2.1.1. Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal

Setelah diperoleh gaya geser dasar, selanjutnya gaya geser tersebut didistribusikan secara vertikal ke sepanjang tinggi gedung. Penyebaran gaya lateral dilakukan sesuai SNI 03 - 1726 - 2002 dengan rumus berikut ini :

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot z_i} V \quad \dots\dots\dots (6 - 2)$$

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi . Hi (kgm)	Vi (kg)	fiy (arah melintang)
Atap	40	872424	34896960	1129697,803	178252,039
9	36	1034819,54	37253503,44	1129697,803	190289,153
8	32	1034819,54	33114225,28	1129697,803	169145,914
7	28	1034819,54	28974947,12	1129697,803	148002,674
6	24	1034819,54	24835668,96	1129697,803	126859,435
5	20	1034819,54	20696390,8	1129697,803	105716,196
4	16	1034819,54	16557112,64	1129697,803	84572,957
3	12	1034819,54	12417834,48	1129697,803	63429,718
2	8	1034819,54	8278556,32	1129697,803	42286,478
1	4	1034819,54	4139278,16	1129697,803	21143,239
Total		10185799,86	221164477,2		

Tabel 6.1. Distribusi Gaya Gempa Dasar Arah Melintang

6.3.2.2. Pembebanan Gempa Arah Memanjang Gedung (Arah X)

Zone gempa 6 → $\zeta = 0,15$

n = jumlah tingkat gedung
= 10

Jenis tanah adalah tanah lunak → $A_o = 0,34$

I = 1,0 (gedung perkantoran)

R = 8,5 (tabel 3, SNI 03 – 1726 – 2002)

Periode getar alami struktur (SNI 03 – 1726 – 2002, ps. 5.6) :

$$T = \zeta \times n = 0.15 \times 10 = 1,5 \text{ detik}$$

Dari grafik respon spektrum gempa rencana didapatkan C = 0.61

Dengan cara yang sama didapatkan :

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi . Hi (kgm)	Vi (kg)	fix (arah memanjang)
Atap	40	872424	34896960	730980,9311	115339,555
9	36	1034819,54	37253503,44	730980,9311	123128,275
8	32	1034819,54	33114225,28	730980,9311	109447,356
7	28	1034819,54	28974947,12	730980,9311	95766,436
6	24	1034819,54	24835668,96	730980,9311	82085,517
5	20	1034819,54	20696390,8	730980,9311	68404,597
4	16	1034819,54	16557112,64	730980,9311	54723,678
3	12	1034819,54	12417834,48	730980,9311	41042,758
2	8	1034819,54	8278556,32	730980,9311	27361,839
1	4	1034819,54	4139278,16	730980,9311	13680,919
Total		10185799,86	221164477,2		

Tabel 6.2. Distribusi Gaya Gempa Dasar Arah Memanjang

6.3.2.3. Penyebaran Arah Gempa

Didalam SNI 03 – 1726 – 2002 (5.8.2) disebutkan bahwa untuk mensimulasikan pengaruh gaya gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pada pembebanan gempa dalam arah utama (arah Y) harus dianggap lebih efektif 100 % harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 70 %. Jadi arah dan besar gaya gempa yang terjadi pada gedung adalah :

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi . Hi (kgm)	fy (arah melintang)	fx (arah memanjar)
Atap	40	872424	34896960	178252,0391	34601,86641
9	36	1034819,54	37253503,44	190289,1527	36938,48259
8	32	1034819,54	33114225,28	169145,9135	32834,20674
7	28	1034819,54	28974947,12	148002,6743	28729,9309
6	24	1034819,54	24835668,96	126859,4351	24625,65506
5	20	1034819,54	20696390,8	105716,196	20521,37921
4	16	1034819,54	16557112,64	84572,95676	16417,10337
3	12	1034819,54	12417834,48	63429,71757	12312,82753
2	8	1034819,54	8278556,32	42286,47838	8208,551686
1	4	1034819,54	4139278,16	21143,23919	4104,275843
	Σ	10185799,86	221164477,2		

Tabel 6.3. Distribusi Gaya Gempa Dasar

6.3.2.4. Waktu Getar Alami Fundamental

Dalam menghitung gaya gempa dasar, waktu getar yang ada harus dikontrol terhadap waktu getar alami fundamental

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai T_1 sebesar 1,75 dtk, sehingga perhitungan menggunakan $T_1 = 1,75$ dtk. Dan didapatkan gaya gempa yang terjadi

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi . hi (kgm)	fy (arah melintang)	fx (arah memanjar)
Atap	40	872424	34896960	158631.7912	30793.23006
9	36	1034819.54	37253503.44	169343.9767	32872.65429
8	32	1034819.54	33114225.28	150527.9793	29220.13715
7	28	1034819.54	28974947.12	131711.9818	25567.62
6	24	1034819.54	24835668.96	112895.9844	21915.10286
5	20	1034819.54	20696390.8	94079.98703	18262.58572
4	16	1034819.54	16557112.64	75263.98963	14610.06857
3	12	1034819.54	12417834.48	56447.99222	10957.55143
2	8	1034819.54	8278556.32	37631.99481	7305.034287
1	4	1034819.54	4139278.16	18815.99741	3652.517144
		10185799.86	221164477.2		

Tabel 6.4. Distribusi gaya Gempa Dasar Hasil Kontrol Rayleigh

6.4. Perhitungan Beban Angin

Beban angin yang diterima oleh gedung menurut PPIUG 1983 adalah sebesar kg/m^2 (gedung jauh dari pantai)

- Portal memanjang :

- Portal A dan D :

Searah angin : $q = 25 \times 3,5 \times 0,9 = 78,75 \text{ kg / m (tekan)}$

Belakang angin : $q = 25 \times 3,5 \times 0,4 = 35 \text{ kg / m (hisap)}$

- Portal B dan C :

Searah angin : $q = 25 \times 7 \times 0,9 = 157,5 \text{ kg / m (tekan)}$

Belakang angin : $q = 25 \times 7 \times 0,4 = 70 \text{ kg / m (hisap)}$

- Portal melintang :

- Portal 1 dan 8 :

Searah angin : $q = 25 \times 4 \times 0,9 = 90 \text{ kg / m (tekan)}$

Belakang angin : $q = 25 \times 4 \times 0,4 = 40 \text{ kg / m (hisap)}$

- Portal 2 - 7 :

Searah angin : $q = 25 \times 8 \times 0,9 = 180 \text{ kg / m (tekan)}$

Belakang angin : $q = 25 \times 8 \times 0,4 = 80 \text{ kg / m (hisap)}$

6.5. Kontrol Displacement

Displacement yang terjadi akibat beban gempa yang terjadi harus dikontrol terhadap kinerja batas ultimitnya (SK SNI 03 - 1726 - 2002 ps. 8.2) Hasil output simpangan (Δs) dan simpangan antar tingkat (interstory drift) dan batasannya menurut peraturan yang berlaku adalah sebagai berikut:

Lantai	Tinggi (m)	Δ_s cm	Drift cm	Δ_M cm	Drift cm	Batasan cm
10	40	14.326	1.494	55.156	5.751	8.000
9	36	12.832	1.590	49.405	6.121	8.000
8	32	11.243	1.675	43.284	6.450	8.000
7	28	9.567	1.743	36.835	6.711	8.000
6	24	7.824	1.766	30.124	6.800	8.000
5	20	6.058	1.723	23.323	6.633	8.000
4	16	4.335	1.591	16.690	6.126	8.000
3	12	2.744	1.348	10.564	5.191	8.000
2	8	1.396	0.973	5.373	3.747	8.000
1	4	0.422	0.422	1.626	1.626	8.000

Tabel 6.5. Simpangan Lateral Akibat Gempa dan Batasannya

6.6. Penentuan Target Perpindahan Rencana

Target perpindahan rencana merupakan representasi dari *performance level* diinginkan. Dengan kata lain target perpindahan rencana digunakan untuk mengonfirmasi *displacement* hasil *output* SAP 2000 sudah memenuhi kriteria yang ada atau belum. Adapun langkah – langkah dalam menentukan target perpindahan rencana adalah sebagai berikut :

Data-data : $n = 10$ lantai

$$h_{\text{lantai}} = 4,0 \text{ m}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2,00 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 0,0020$$

$$d_b = 12 \text{ mm} \text{ asumsi diameter tulangan yang akan dipakai}$$

$$I_b = 700 \text{ cm}$$

$$I_w = 700 \text{ cm}$$

$$h_b = 60 \text{ cm}$$

$$I_{\text{kolom}} = 2,64 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{shearwall}} = 5,72 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

Asumsi dari MDOF ke SDOF

Batasan Peraturan (untuk rotasi drift ultimate) :

$$\theta_c = 0,025$$

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c$$

maka nilai akan θ_d diambil sama dengan $\theta_c = 0,025$

Struktur Gedung Dianggap Berbentuk Rangka

- Perhitungan Profil Perpindahan Rencana (Δ_i)

Profil Perpindahan Rencana (*design displacement profile*) untuk *frame* dil
berdasarkan persamaan :

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left(1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \dots\dots\dots (6-3)$$

dimana Δ_i = simpangan tingkat ke - i

n = jumlah tingkat

h_i = adalah tinggi lantai ke - i.

Hasil perhitungan berdasarkan persamaan (6 - 3) tersebut bisa dilihat pada
berikut ini :

Tingkat	h (m)	Δ_i
10	40	0,8125
9	36	0,7481
8	32	0,6800
7	28	0,6081
6	24	0,5325
5	20	0,4531
4	16	0,3700
3	12	0,2831
2	8	0,1925
1	4	0,0981

Tabel 6.6. Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame

- Perhitungan Perpindahan Rencana (Δ_d)

Perpindahan rencana / target perpindahan struktur dapat dihitung berdasarkan perumusan :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad \dots\dots\dots (6-4)$$

Hasil perhitungan berdasarkan rumus (6-4) ditampilkan dalam bentuk tabel berikut :

Tingkat	h (m)	m_i	Δ_i	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$
10	40	872424	0,8125	708844,50	575936,16
9	36	1034820	0,7481	774174,37	579179,20
8	32	1034820	0,6800	703677,29	478500,56
7	28	1034820	0,6081	629299,63	382692,84
6	24	1034820	0,5325	551041,41	293429,55
5	20	1034820	0,4531	468902,60	212471,49
4	16	1034820	0,3700	382883,23	141666,80
3	12	1034820	0,2831	292983,28	82950,89
2	8	1034820	0,1925	199202,76	38346,53
1	4	1034820	0,0981	101541,67	9963,78
Σ				4812550,74	2795137,79

Tabel 6.7. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame

sehingga nilai Δ_d didapatkan :

$$\Delta_d = 0,581 \text{ m} \quad (\text{menentukan !!!})$$

Struktur Gedung Dianggap Berbentuk Dinding (Shearwall)

Diambil $\theta_d = \theta_c = 0,025$

Dengan menggunakan rumus yang ada maka panjang sendi plastis :

$$l_p = 2,6 \text{ m} \quad (\text{menentukan})$$

$$l_p = 2,27 \text{ m}$$

- Perhitungan Profil Perpindahan Rencana

Dengan menggunakan rumus :

$$\Delta_i = \frac{2}{3} \varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w} \left(1,5 - \frac{h_i}{2 h_n}\right) + \left(\theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w}\right) \left(h_i - \frac{l_p}{2}\right) \dots\dots\dots (6-5)$$

Maka dengan rumus 6 – 5 didapatkan profil perpindahan rencana :

Tingkat	h (m)	Δ_i
10	40	0,6776
9	36	0,6190
8	32	0,5532
7	28	0,4818
6	24	0,4068
5	20	0,3300
4	16	0,2531
3	12	0,1781
2	8	0,1068
1	4	0,0409

Tabel 6.8. Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame

- Perhitungan Perpindahan Rencana (Δ_d)

Dengan menggunakan rumus 6 – 4 yang ada maka didapatkan besarnya perpindahan rencana struktur dinding :

Tingkat	h (m)	m_i	Δ_i	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$
10	40	872424	0,6776	591150,35	400560,66
9	36	1034820	0,6190	640597,64	396557,40
8	32	1034820	0,5532	572437,53	316658,81
7	28	1034820	0,4818	498600,69	240237,69
6	24	1034820	0,4068	420979,37	171260,42
5	20	1034820	0,3300	341465,81	112675,59
4	16	1034820	0,2531	261952,25	66310,09
3	12	1034820	0,1781	184330,93	32834,60
2	8	1034820	0,1068	110494,09	11798,14
1	4	1034820	0,0409	42333,97	1731,86
Σ				3664342,63	1750625,26

Tabel 6.9. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Dinding

sehingga nilai Δ_d didapatkan :

$$\Delta_d = 0,478 \text{ m}$$

- Perhitungan Daktilitas Struktur Rencana (μ_s)

Daktilitas struktur dapat dihitung dengan persamaan :

$$\mu_s = \Delta_d / \Delta_y \quad \dots\dots\dots (6-6)$$

Dimana menurut Priestly, nilai Δ_y untuk *frame* dirumuskan sebagai :

$$\begin{aligned} \Delta_y &= 0.5 \varepsilon_y (l_b / h_b) (0.6 h_n) \\ &= 0.5 * 0,0020 (7 / 0,5) (0,6 * 40) = 0,336 \end{aligned}$$

sehingga :

$$\mu_s = 0,581 / 0,336 = 1,729$$

6.7. Analisa Gaya – Gaya Dalam (Analisa Linier)

Setelah semua beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi didapatkan, maka perhitungan untuk memperoleh gaya-gaya dalam komponen struktur dapat dilanjutkan. Untuk proses perhitungan ini, digunakan program bantu SAP 2000.

Pemodelan yang digunakan untuk SAP 2000 adalah struktur rangka akan dimodelkan sebagai *frame*. Untuk pemodelan *frame* akan digunakan pula fasilitas *offset* untuk menunjukkan efek penampang dan mendapatkan nilai momen muka kolom untuk perhitungan tulangan balok. Sedangkan efek kekakuan pelat akan diwakili oleh fungsi *constraint diaphragma*.

Untuk menentukan momen rencana pada lokasi potensial terjadinya seplastis, analisa linier dari struktur harus didasarkan pada kekakuan elemen struktur pada kondisi respon displacement maksimum. Asumsi ini merupakan salah satu komposisi vital dari pemodelan *substitute structure* (Shibata and Shozen, 1976) yang digunakan dalam analisa *performance-based design* ini.

Dengan kata lain, kekakuan untuk balok harus didasarkan pada kekakuan elastis penampang retak yang direduksi dengan tingkat daktilitas struktur. Sedangkan untuk kolom, karena kolom akan terlindung dari perilaku inelastis oleh prosedur desain kapasitas maka kekakuannya adalah kekakuan elastis penampang retak tanpa reduksi tingkat daktilitas. Atau bila ditunjukkan melalui persamaan berikut :

$$\text{Balok} \quad I_b = I_{cr} / \mu_s \quad \dots\dots\dots (6-7a)$$

$$\text{Kolom} \quad I_c = I_{cr} \quad \dots\dots\dots (6-7b)$$

$$\text{Dinding} \quad I_w = I_{cr} \quad \dots\dots\dots (6-7c)$$

Kekakuan elastis penampang retak untuk berbagai jenis elemen struk diberikan dalam tabel (5.1) berikut sesuai SKSNI – 03 – xxxx – 2001 ps.10.11.1

Elemen Struktur	I_{cr}
Balok	$0,35 I_g$
Kolom	$0,7 I_g$
Dinding	$0,7 I_g$

Tabel 6.10. Nilai Momen Inersia Penampang Retak

Untuk *input* dan *output* hasil running SAP 2000 ini, dapat dilihat da lampiran II.

6.8. Perhitungan Penulangan

Adapun perhitungan penulangan balok, kolom, dan *shearwall* mengacu pada SNI - 03 – xxxx – 2001.

Untuk menunjukkan langkah – langkah perhitungan , diambil contoh balok kolom yang terdapat pada portal melintang lantai 3.

6.8.1. Redistribusi Momen Tumpuan Balok

Tujuan utama dari redistribusi momen adalah agar bisa didapatkan pengatulangan yang seragam dan lebih sederhana, karena nilai momen negatif dan positif dibuat hampir bernilai sama. Secara sederhana redistribusi momen dilakukan dengan cara mengurangi momen maksimum absolut (biasanya momen negatif) dikompensasikan dengan menambah nilai momen didaerah non-kritis (biasanya momen positif)..

Beberapa hal penting yang perlu diperhatikan dalam melakukan redistribusi momen antara lain :

1. Menurut Paulay, Priestly nilai reduksi momen negatif maksimum tidak boleh melebihi 30 % dari nilai momen tersebut. Batasan ini diambil untuk memastikan

agar sendi plastis tidak timbul terlalu dini pada balok hanya akibat gempa ke-2 sedang.

2. Ekuilibrium momen sebelum dan sesudah proses redistribusi harus tetap dipertahankan. Atau dengan kata lain, jumlah momen total harus tetap sama antara sebelum dan sesudah redistribusi.

Dari output hasil run

SAP 2000 untuk balok – balok melintang lantai 3, diperoleh nilai momen – momen pada tumpuan seperti ditunjukkan dalam tabel 6.10. Momen tersebut diambil maksimum dari beberapa kombinasi pembebanan.

Balok	BL197	BL198	BL199
Mom (-)	-41946.20	-42612.60	-43890.85
Mom (+)	33110.67	32420.98	32364.28
Σ			= 226346

Tabel 6.11. Momen Tumpuan Balok Lantai 3

Dicoba untuk BL198, disamakan nilai momen positif dan negatif = 35000 kg.m

Cek momen negatif : $[(41946,20 - 35000) / 41946,20] \times 100 \% = 16,56 \% < 30 \% \text{ OK}$

Untuk bentang lain dicoba dengan menyamakan momen negatif = 39100 kg.m

Cek momen negatif : $[(43890,85 - 39100) / 43890,85] \times 100 \% = 10,91\% < 30 \% \text{ OK}$

Sisa momen yang ada = $226346 - [(2 \times 35000) + (2 \times 39100)] = 78146 \text{ kg.m}$

Momen positif disamakan : $63618 / 2 = 39073 \text{ kg.m}$

Cek : $(39073 / 39100) \times 100 \% = 99,98 \% > 50 \% \text{ OK!}$

Maka dengan demikian momen tumpuan balok lantai 2 hasil redistribusi menjadi

Balok	BL197	BL198	BL199
Momen (-)	39100	35000	39100
Momen (+)	39073	35000	39073
Σ			= 226346

Tabel 6.12. Momen Tumpuan Balok Lantai 3 Hasil Redistribusi



6.8.2. Penulangan Lentur Balok

Data – data yang digunakan untuk penulangan balok melintang lantai 3 :

- Tinggi Balok = 50 cm
- Lebar Balok = 35 cm
- Mu = 39100 kgm
- Diameter tulangan utama = \varnothing 28 mm ($A_s = 615,44 \text{ mm}^2$)
- Diameter tulangan sengkang = \varnothing 12 mm ($A_s = 113,04 \text{ mm}^2$)
- Decking = 40 mm
- $d' = 40 + 12 + 28 + 25/2 = 92,5 \text{ mm}$
- $d = 500 - d' = 407,5 \text{ mm}$
- $\rho_{maks} = 0,025$ (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.3.2.(1))

Beberapa persyaratan yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur, sebagaimana yang disyaratkan dalam SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 21.3.1, adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$
2. Bentang bersih minimum balok = $700 > 4d = 4 \times 43,4 = 173,6 \text{ cm}$... O
3. Perbandingan Lebar / tinggi balok = $35 / 50 = 0,7 > 0,3$ O
4. a. Lebar = 350 mm > 250 mm O
- b. Lebar = 35 cm < lebar komponen pendukung + ($\frac{3}{4}$ x tinggi balok)
- $< 75 + (\frac{3}{4} \times 50) = 112,5 \text{ cm}$ O

Selain itu, sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan dalam SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 10.5.1. luasan tulangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 - A_{s \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} \times 350 \times 407,5 = 488,243 \text{ mm}^2 \\
 - A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{400} \times 350 \times 407,5 = 499,188 \text{ mm}^2 \quad (\text{menentukan})
 \end{aligned}$$

❖ Penulangan Tumpuan Balok

Untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja, maka penulangan kedua ujung sebuah balok didesain sama.

Luas tulangan dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$\delta = \frac{As'}{As} = 0,5$$

$$Rn = \frac{(1-\delta).Mu}{\phi.b.d^2} = \frac{(1-0,5).391000000}{0,8.350.407,5^2} = 4,20 \text{ Mpa}$$

$$\rho\delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.15,686.4,20}{400}}\right) = 0,011$$

$$\rho' = \frac{\delta.Mu}{0,8.fy.(d-d').b.d} = \frac{0,5.391000000}{0,8.400.(407,5-92,5).350.407,5} = 0,014$$

$$\rho = \rho\delta + \rho' = 0,011 + 0,014 = 0,025 > \rho_{\min} = 0,0035$$

$$As = \rho.b.d = 0,025 \cdot 350 \cdot 405 = 3543,75 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 6 D 28}$$

$$As' = \rho'.b.d = 0,014 \cdot 350 \cdot 405 = 1984,50 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 4 D 28}$$

❖ Penulangan Lapangan Balok

SK SNI – 03 xxxx – 2001 ps. 21.3.2.(2) mensyaratkan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 25% nilai momen maksimum absolut di muka tumpuan.

Untuk balok BL197, dari output SAP2000 diperoleh : nilai momen maksimum lapangan $4880,45 \text{ kg.m} < 25\% \times 39100 = 9775 \text{ kg.m}$. Jadi dipakai momen lapangan 9775 kg.m

Untuk penulangan lapangan, balok akan dianalisa sebagai balok T. Dimensi lebar flens efektif didapat dari :

(SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 8.10.2)

$$b_e \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 700 = 175 \text{ cm} \quad (\text{menentukan !})$$

$$\leq b_w + 16t = 35 + 16 \cdot 15 = 275 \text{ cm}$$

$$\leq b_w + L_n = 35 + 765 = 800 \text{ cm}$$

$$Mu = 9775 \text{ kg.m} = 0,98 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

$$Mn = Mu / 0,8 = 1,222 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

Direncanakan tulangan lapangan momen positif tulangan ulir 2 – D28 mm.

$$(As = 1230,88 \text{ mm}^2 \text{ } As > As_{\min})$$

$$c = \frac{As \times fy}{\beta \times 0,85 \times f'c \times b_e} = \frac{1230,88 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 1750} = 12,98 \text{ mm}$$

karena $c < t$; 12,98 mm < 150 mm, maka balok anak adalah balok T palsu dan dianggap sebagai balok persegi biasa.

$$a = c \times \beta = 12,98 \times 0,85 = 11,033 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,8 \times 1230,88 \times 400 \times \left(407,5 - \frac{11,033}{2} \right) \\ &= 483000000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 97750000 \text{ N.mm}$$

$$M_u < \phi M_n \quad (\text{memenuhi syarat!})$$

maka tulangan lapangan momen positif dipakai tulangan ulir 2 – D28 mm

$$(A_s = 1230,88 \text{ mm}^2)$$

dan tulangan momen negatif dipakai tulangan ulir 2 – D28 mm ($A_s' = 1230,88 \text{ mm}^2$)

6.8.3. Penulangan Geser Balok

❖ Perhitungan Gaya Geser Pada Tumpuan Balok

$$V = (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L_n + V_g$$

$$M_{pr}^{+/-} = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f'_c b}$$

V_g = gaya geser akibat beban gravitasi

a) Momen Tumpuan Negatif

Untuk balok BL197, pada tumpuan momen negatif diperoleh :

$$a = \frac{3692,64 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 350} = 206,87 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = 3692,64 \times 1,25 \times 400 \left(407,5 - \frac{206,87}{2} \right) = 561400747,8 \text{ N.mm}$$

b) Momen Tumpuan Positif

Untuk balok BL197, pada tumpuan momen positif diperoleh :

$$a = \frac{2461,76 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 350} = 137,91 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 2461,76 \times 1,25 \times 400 \left(407,5 - \frac{137,91}{2} \right) = 416705976,8 \text{ N.mm}$$

❖ Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SK SNI - 03 - xxxx - ps. 21.3.3.

$$s < d / 4 = 434 / 4 = 108,5 \text{ mm} \rightarrow \text{daerah sendi plastis}$$

$$s < d / 2 = 434 / 2 = 217 \text{ mm} \rightarrow \text{diluar daerah sendi plastis}$$

} menentukan

$$s < 8 \times \phi \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 28 = 224 \text{ mm}$$

$$s < 24 \times \phi \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$$

Untuk penulangan geser balok menggunakan $M_{pr}^{+/-}$ balok.

$$L_n = 7000 - 350 = 6650 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^{+} = 561400747,8 \text{ N mm} = 561,4007478 \text{ KNm}$$

$$M_{pr}^{-} = 416705976,8 \text{ N mm} = 416,7059768 \text{ KNm}$$

Gaya geser total didaerah sendi plastis (muka kolom s/d 2 d) :

Gaya geser akibat beban gravitasi dimuka kolom (dari output SAP 2000) :

$$V_g = 6944,042 \text{ kg} = 69440,42 \text{ N}$$

Akibat M_{pr} dengan metode keseimbangan gaya diperoleh reaksi diujung balok V_A dan V_B sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{A \text{ Gempa}} &= - V_{B \text{ Gempa}} = \{ M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-} \} / L_n \\ &= \{ 561400747,8 + 416705976,8 \} / 6250 \\ &= 156497,08 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser total :

$$\begin{aligned} V_{u,A} &= V_{\text{gempa}} + V_{\text{gravitasi}} \\ &= 156497,08 + 69440,42 \\ &= 225937,50 \text{ N} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u,B} &= V_{\text{gempa}} + V_{\text{gravitasi}} \\ &= - 156497,08 + 69440,42 \\ &= -87056,66 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = 0 \text{ (kemampuan geser beton didaerah sendi plastis tidak diperhitungkan)}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_{u,A} / \Phi - V_c \\ &= (225937,50 / 0,8) - 0 = 282421,87 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter sengkang = 12 mm

$$A_v = 2 \times 113,04 \text{ mm}^2 = 226,08 \text{ mm}^2 \quad (\text{SK SNI-03-xxxx-2001 ps. 11.5.6.})$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{226,08 \times 400 \times 405}{282421,87} = 130,782 \text{ mm} > s \text{ maks}$$

jarak terpasang ϕ 12 – 100 sejauh 100 cm dari muka kolom, dimana tula geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom.

Gaya geser total diluar sendi plastis ($> 2 d$) :

Langkah pertama adalah menentukan besarnya gaya geser yang bekerja pada jarak mm dari muka kolom (akhir dari daerah sendi plastis)

$$\begin{aligned} V_{1000} &= V_A - (1000 / L_n) (V_A + V_B) \\ &= 225937,50 - (1000 / 6250) (225937,50 + 87056,66) \\ &= 175858,43 \text{ N} \end{aligned}$$

Dimana untuk daerah di luar sendi plastis ini, kuat geser beton turut diperhitungkan yakni sebesar :

(SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 11.3.1)

$$\begin{aligned} V_c &= (1 / 6) \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= (1 / 6) \sqrt{30} (350 \times 407,5) = 130198,22 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_{u,b/\Phi} - V_c \\ &= (175858,43 / 0,8) - 130198,22 = 89624,82 \text{ N} \end{aligned}$$

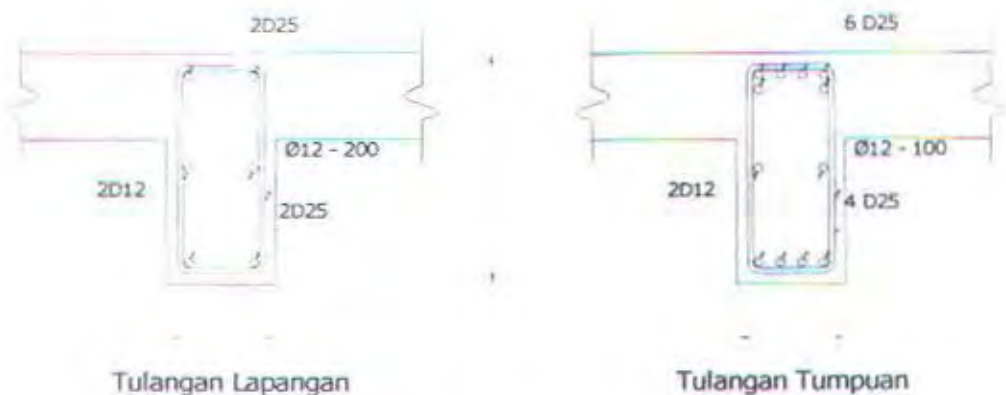
Diameter sengkang = 12 mm

$$A_v = 2 \times 113,04 \text{ mm}^2 = 226,08 \text{ mm}^2 \quad (\text{SK SNI-03-xxxx-2001 ps. 11.5.6.})$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{226,08 \times 400 \times 434}{89624,82} = 411,17 \text{ mm} > s \text{ maks}$$

(jarak terpasang ϕ 12 – 200)



Gambar 6.2. Penulangan pada Balok BL197

6.8.4. Penulangan Lentur Kolom

Untuk contoh penulangan, akan digunakan kolom eksterior KLM33 yang terletak lantai 3 (lihat lampiran II untuk sejarasnya).

Pertama-tama akan dihitung terlebih dahulu nilai momen ultimate balok akibat tulangan terpasang.

Akibat tulangan terpasang pada balok melintang :

$$\phi M_n^{-} = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{dimana } a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

maka :

$$a^{-} = \frac{3692,64 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 165,496 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n^{-} &= 0,85 \times 3692,64 \times 400 (405 - 165,496 / 2) \\ &= 407725061,2 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen di As kolom : $\phi M_{n,as \text{ kolom}}^{-} = 7000 / 6250 \times \phi M_n^{-} = 456652068,5 \text{ N.mm}$

$$a^{+} = \frac{2461,76 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 110,331 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n^{+} &= 0,85 \times 2461,76 \times 400 (407,5 - 110,331 / 2) \\ &= 294903421 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen di As kolom : $\phi M_{n,as \text{ kolom}}^{+} = 7000 / 6250 \times \phi M_n^{+} = 330291831,5 \text{ N.mm}$

$$\Sigma M_R = 456652068,5 + 330291831,5 = 786943900 \text{ N.mm}$$

Diasumsikan bahwa momen balok tersebut ditahan oleh kolom atas dan kolom bawah dengan proporsi terbalik terhadap panjang kolom. Karena panjang kolom adalah di semua lantai maka :

$$\begin{aligned}\phi M_{n \text{ kolom atas}} &= \phi M_{n \text{ kolom bawah}} \\ &= \frac{1}{2} \Sigma M_g = 393471950 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen muka joint : } \phi M_{n \text{ muka join}} = 3400 / 4000 \phi M_n = 334451157,5 \text{ N.mm}$$

Akibat tulangan terpasang pada balok memanjang (lantai 3)

$$a^- = \frac{4308,08 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 168,944 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^- &= 0,85 \times 4308,08 \times 400 (505 - 168,944 / 2) \\ &= 615966980,8 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen di As kolom : } \phi M_{n, \text{as kolom}}^- = 8000 / 7250 \times \phi M_n^- = 679687702,9 \text{ N.mm}$$

$$a^+ = \frac{2461,76 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 96,540 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^+ &= 0,85 \times 2461,76 \times 400 (507,5 - 96,540 / 2) \\ &= 382282443,3 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen di As kolom : } \phi M_{n, \text{as kolom}}^+ = 8000 / 7250 \times \phi M_n^+ = 421828903 \text{ N.mm}$$

$$\Sigma M_g = 615966980,8 + 421828903 = 1101516606 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_{n \text{ kolom atas}} &= \phi M_{n \text{ kolom bawah}} \\ &= \frac{1}{2} \Sigma M_g = 550758303 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen muka joint : } \phi M_{n \text{ muka join}} = 3400 / 4000 \phi M_n = 468144557,5 \text{ N.mm}$$

Selanjutnya tulangan kolom akan dicari dengan program bantu PCACOL (Gambar 5.3), dimana data-data yang akan dimasukkan adalah :

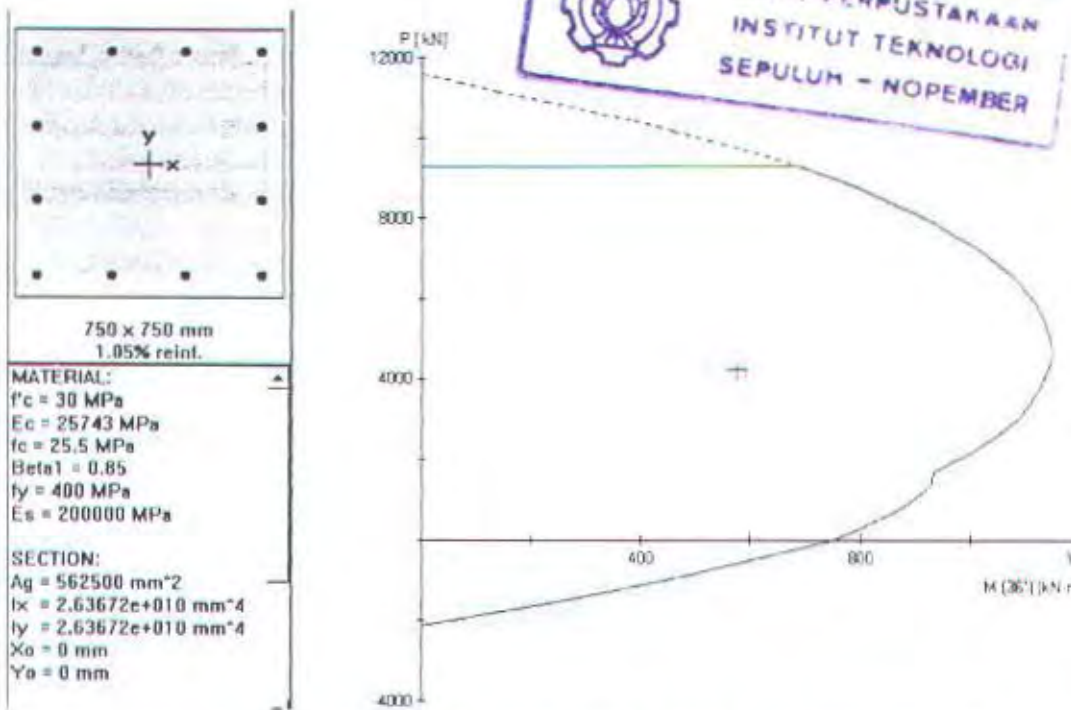
- $P_u = 335529,3 \text{ kgf} = 3355,293 \text{ kN}$ (dari hasil output SAP2000)
- Dimensi kolom = $750 \times 750 \text{ mm}^2$
- Selimut beton = 50 mm

$$\phi M_{n x} = 468144557,5 \text{ N.mm} = 468,14 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{n y} = 334451157,5 \text{ N.mm} = 334,45 \text{ KN.m}$$

$$\phi P_n = 3355,293 \text{ KN}$$

Maka akan diperoleh nilai tulangan untuk kolom KLM33 : 12 – D25 ($A_s = 5892$
 $\rho = 1,05 \%$)



Gambar 6.3. Hasil Analisa PCA COL v 3.00 untuk kolom KLM33

6.8.5. Penulangan Transversal Kolom

- Berdasarkan Persyaratan Minimum Peraturan

Sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.4., penulangan transversal dibutuhkan sejarak l_o dari kedua ujung kolom, dimana :

$$l_o > h_{balok} = 600 \text{ mm (menentukan!)}$$

$$l_o > (1/6) l_{n \text{ kolom}} = (1/6) (4000 - 600) = 566,67 \text{ mm}$$

$$l_o > 500 \text{ mm}$$

sehingga l_o akan diambil sejarak 600 mm dari muka joint.

Dan sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.2, spasi maksimum diijinkan untuk tulangan transversal dalam jarak 600 mm tersebut adalah :

$$s < \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil komponen struktur} = \frac{1}{4} \cdot 750 = 187,5 \text{ mm}$$

$$s < 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm (menentukan!)}$$

Luasan penampang minimum tulangan transversal (A_{sh}) adalah yang yang terbe
dari kedua persamaan :

(SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4

$$A_{sh} = \frac{0.3sh_c f_c'}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = \frac{0.09sh_c f_c'}{f_{yh}}$$

dimana : s = jarak spasi tulangan transversal

h_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari p
ke pusat dari tulangan pengeang tersebut,

A_g = luas penampang kolom

A_{ch} = luas penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan
transversal

f_{yh} = kuat leleh tulangan transversal

Dengan menggunakan spasi 80 mm, $f_{yh} = 400$ MPa, deking beton 50 mm,
direncanakan tulangan transversal Ø12 ($A_s = 113,04 \text{ mm}^2$), akan diperoleh :

$$A_{sh} = \frac{0.3 \times 80 \times [750 - (2 \times 50) - 12] \times 30}{400} \left[\left(\frac{750^2}{(750 - 100)^2} \right) - 1 \right]$$

$$= 380,53 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan!!)}$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 \times 80 \times [750 - 100 - 12] \times 30}{400} = 344,52 \text{ mm}^2$$

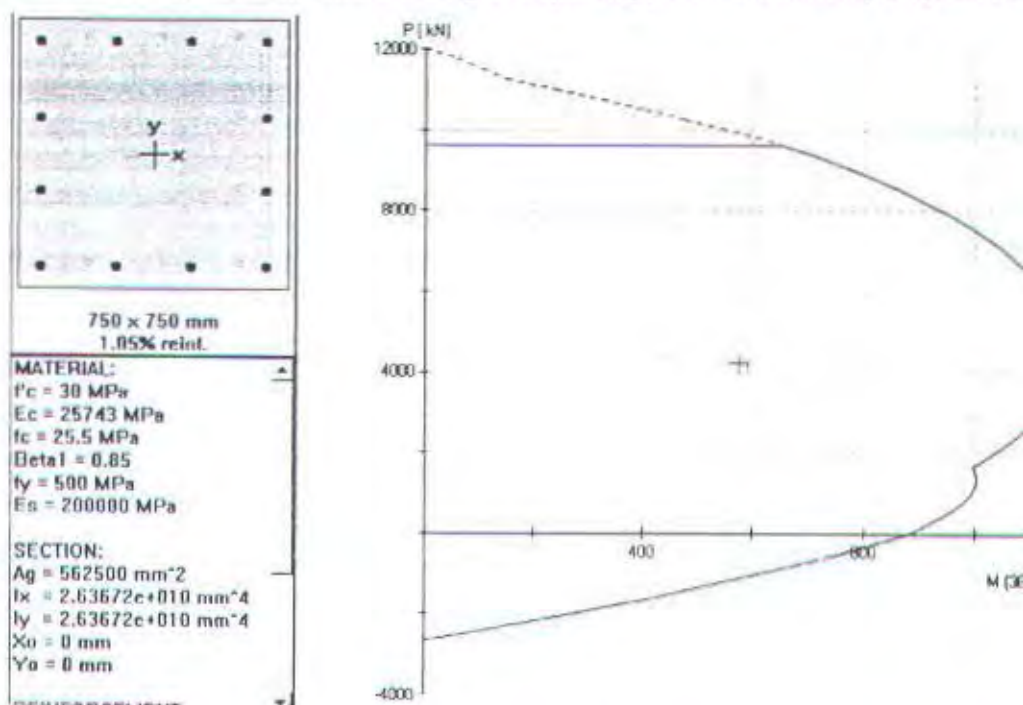
maka digunakan Ø12 dengan 2 tulangan silang ($A_s = 4 * 113.04 = 452,16 \text{ mm}^2$)
dengan spasi 80 mm (lihat gambar 5.5 untuk sket penulangan transversal)

Untuk daerah di luar l_o , sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.6, tulana
transversal harus dipasang dengan tidak melebihi 6 x diameter tulana
memanjang ($= 6 * 25 = 150 \text{ mm}$) atau 150 mm. Maka untuk daerah di lua
akan dipasang tulangan transversal Ø12 - spasi 150 mm.

• Berdasarkan Kebutuhan Gaya Geser

Sama halnya seperti pada balok, gaya geser desain untuk kolom akan ditentu
dengan mempertimbangkan gaya-gaya maksimum yang dapat timbul di m
joint pada tiap-tiap ujung kolom SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.5.1. Ga

gaya pada joint akan ditentukan dengan berdasarkan M_{pr} (maximum probable moment strength) baik akibat tulangan terpasang pada kolom maupun pada balok.



Gambar 6.4 Diagram Interaksi kolom KLM33 ($f_y = 500 \text{ MPa}$, $\phi = 1.0$)

M_{pr} akibat tulangan terpasang pada kolom dihitung dengan faktor reduksi kekuatan = 1.0 dan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik = 1.25 f_y = 500 MPa. Dengan mengasumsikan bahwa M_{pr} adalah sama dengan nilai momen pada titik keseimbangan, maka dari gambar 5.4 dapat diambil nilai $M_{pr} = 1150 \text{ kN.m}$

Maka diperoleh nilai V_u pada ujung kolom berdasar M_{pr} :

$$V_{u1} = (1150 \times 2) / (4 - 0.6) = 676.47 \text{ kN}$$

Sedang M_{pr} akibat tulangan terpasang pada balok yang berada pada joint kolom didapat dari (untuk nilai M_{pr}^+ dan M_{pr}^- lihat kembali bab 5.7.3):

$$\begin{aligned} V_{u2,x} &= (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / l_n \\ &= (550.40 + 865.73) / (4 - 0.6) = 416.509 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u2,y} &= (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / l_n \\ &= (416.71 + 561.40) / (4 - 0.6) = 287.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

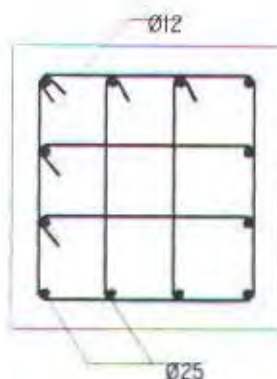
$$V_{u2} \text{ yang diterima kolom} = V_{u2,x} + V_{u2,y} = 704.188 \text{ kN}$$

Dengan membandingkan nilai V_{u1} dan V_{u2} maka yang menentukan adalah yang terbesar yakni V_{u1} . Karena gaya-gaya aksial berfaktor (akibat kombinasi 1 dan 2) untuk kolom lebih kecil daripada $A_g f_c / 20 = (750 \times 750) \times 30 / 20 = 843,75 \text{ kN} = 84375 \text{ kg}$, maka sesuai SK SNI - 03 - xxx - 2001 ps. 21.4.4.1 nilai V_c harus diambil = 0.

$$V_s = A_v f_y d / s = 452,16 \times 400 \times 507,5 / 80 = 1146,677 \text{ kN}$$

dimana nilai-nilai A_v dan s diambil dari perhitungan tulangan transversal pada balok sebelumnya.

Karena nilai $V_s > V_{u1}$, maka penulangan transversal sesuai persyaratan minimum yang telah dihitung pada bab sebelumnya dianggap mencukupi, yaitu $\phi 12$ dengan 2 tulangan silang pada jarak spasi 80 mm, dipasang sejarak 600 mm dari ujung-ujung kolom.



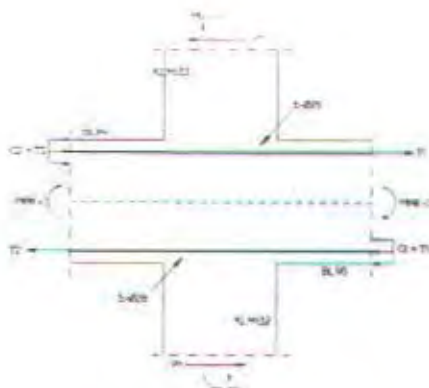
Gambar 6.5 Contoh Sket Penulangan untuk Kolom

6.8.6. Sambungan Balok - Kolom

SK SNI - 03 - xxx - 2001 ps. 21.5.2.1, mensyaratkan bahwa tulangan transversal seperti yang dirinci dalam ps. 21.4.4, harus dipasang pula dalam sambungan antara balok-kolom, kecuali jika sambungan tersebut dikekang oleh komponen struktural seperti yang disyaratkan dalam ps. 21.5.2.2.

Pada sambungan balok-kolom interior dimana terdapat pada keempat sisi kolom terdapat balok, sesuai ps. 21.5.2.2, spasi maksimum diperbolehkan mencapai 150 mm. Akan tetapi demi alasan kemudahan detailing dan pengerjaan, tulangan transversal $\phi 12$ dengan spasi 80 mm akan dipergunakan.

Selanjutnya perlu dicek kekuatan geser sambungan. (lihat gambar 6.6)



Gambar 6.6. Analisa Geser pada Beam Colomn Joint Interior lantai 2

Dari perhitungan sebelumnya (bab 5.7.3) didapatkan :

$$M_{pr}^{-} = 561400747,8 \text{ N.mm}$$

$$M_{pr}^{+} = 416705976,8 \text{ N.mm}$$

Maka didapat :

$$M_u = (M_{pr}^{-} + M_{pr}^{+}) / 2 = 489053362,3 \text{ N.mm}$$

$$V_h = 2.M_u / (4000 - 600) = 287678,45 \text{ N}$$

$$(6\phi 28) : T_1 = 1.25 f_y A_{s1} = 1847256,48 \text{ N}$$

$$(4\phi 28) : C_2 = T_2 = 1.25 f_y A_{s2} = 1231504,32 \text{ N}$$

$$\text{Gaya geser bersih pada joint} : V_{uj} = T_1 + C_2 - V_h = 2791082,35 \text{ N}$$

Berdasar SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.3.1 untuk hubungan balok-kolom yang terkekang kedua sisinya, nilai kekuatan gesernya dihitung berdasarkan :

$$\phi V_c = \phi 1,7 \sqrt{f_c'} A_j$$

$$= 0,85 * 1,7 * \sqrt{30} * (750 * 750) = 4451957,41 \text{ N} > V_{uj} \dots \text{OK!!!}$$

6.8.7. Tulangan Shearwall

Shearwall adalah bagian dari sistem penahan lateral dan harus didesain sesuai khusus sesuai dengan SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.6.

▪ Data Perencanaan pada shearwall lantai dasar :

- Mu top = 4673,065 kgm
- Mu bottom = 4393,425 kgm
- Pu = 537432,32 kg
- Vu = 846,04 kg
- bw = 200 mm

$$- l_w = 7000 \text{ mm}$$

• Perhitungan Kebutuhan Boundary Element

Boundary element adalah batang seperti kolom yang berada pada u shearwall dan menyatu dengan penampang dinding geser.

Berdasarkan SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.6.6 shearwall t memerlukan boundary element dengan syarat :

1. $P_u < 0.1 A_g f_c$ untuk penampang dinding yang simetris
 $P_u < 0.05 A_g f_c$ untuk penampang dinding yang tidak simetris

$$2. \frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1$$

$$3. V_u \leq 0.25 A_{cv} \sqrt{f'c} \text{ dan } \frac{M_u}{V_u l_w} \leq 3$$

Syarat-syarat :

$$1) P_u < 0.1 A_g f_c \rightarrow 537432,32 \text{ kg} < 0.1 \times (200 \times 7000) \times 30$$

$$537432,32 \text{ kg} > 4200000 \text{ kg} \rightarrow \text{not ok}$$

$$2) \frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1 \rightarrow \frac{4673,0625}{846,04 \times 4} \leq 1$$

$$0,78 < 1 \rightarrow \text{ok}$$

$$3) V_u \leq 0.25 A_{cv} \sqrt{f'c} \rightarrow 846,04 \leq 0.25 (200 \times 7000) \sqrt{30}$$

$$8460,4 \text{ N} < 1917028,95 \text{ N} \rightarrow \text{ok}$$

Karena ada yang tidak memenuhi syarat, maka memerlukan boundary element.

Desain Boundary Element

Boundary Element harus didesain untuk menahan gaya gravitasi pada dinc dan gaya lateral karena gempa.

Boundary element direncanakan 70 x 70 cm

Syarat tebal minimal Boundary element: (ps. 21.6.6.4.2)

$$\geq 300 \text{ mm}$$

Maksimum gaya aksial (P_u) pada Boundary Element pada lantai dasar

$$P_{u \text{ (Boundary Element)}} = 1,2 P_D + 1,6 P_L + 1,1 P_E$$

$$\begin{aligned} P_{D \text{ (Boundary Element)}} &= P_{D \text{ (shearwall)}} / 2 \\ &= 537432,32 / 2 = 268716,16 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{L \text{ (Boundary Element)}} &= P_{L \text{ (shearwall)}} / 2 \\ &= 53088 / 2 = 26544 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{E \text{ (Boundary Element)}} &= \frac{M_{E \text{ (shearwall)}}}{I_w} + \frac{P_E}{2} \\ &= \frac{162874,94}{7} + \frac{945105}{2} = 495820,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u \text{ (Boundary Element)}} &= 1,2 (268716,16) + 1,6 (26544) + 1,1 (495820,23) \\ &= 910332,045 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_u = \phi P_n = 0,8 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Persamaan diatas digunakan untuk menghitung luas tulangan pada boundary element.

$$910332,045 = 0,8 \times 0,8 \times [0,85 \times 30 (700^2 - A_{st}) + 400 A_{st}]$$

$$A_{st} = 4616,66 \text{ mm}^2$$

Rasio penulangan, ρ , harus lebih besar dari 1% dan kurang dari 6%:

$$\rho = A_{st}/A_g = 4616,66/700^2 = 0,010 \quad \text{ok}$$

$$(\text{pakai } 12D25, A_s = 5887,5 \text{ mm}^2)$$

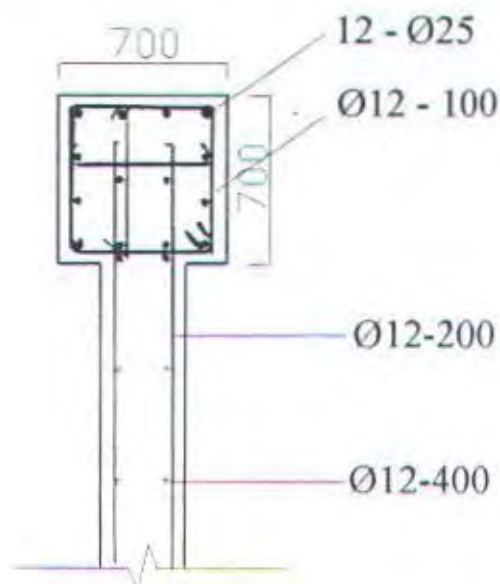
Tulangan sengkang :

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0,09 s hc \frac{f'_c}{f_y h} \\ 0,3 s hc \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} \end{cases}$$

dengan menggunakan spasi tulangan sengkang direncanakan 100 mm ($< s_{max}$ 150 mm) dan dipakai decking 50 mm,

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0,09 \times 100 \times 400 \times \frac{30}{400} = 270 \text{ mm}^2 \\ 0,3 \times 100 \times 400 \times \left[\frac{700^2}{600^2} - 1 \right] \frac{30}{400} = 325 \text{ mm}^2 \text{ (luas terpakai)} \end{cases}$$

dipakai 3 ϕ 12-100, $A_s = 339 \text{ mm}^2 > 325 \text{ mm}^2$



Gambar 6.7. Sketsa Penulangan Boundary Element

Desain Shearwall

Syarat-syarat :

$$\checkmark \quad V_u \geq 0.166 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$846,04 \text{ kg} \geq 0.166 \times (200 \times 7000) \times \sqrt{30}$$

$$8460,4 \text{ kg} \leq 1278019,3 \text{ N} \quad \rightarrow \text{not ok.}$$

Sehingga harus menggunakan penulangan rangkap.

Batas atas kekuatan geser shearwall adalah :

$$\phi V_n = \phi 8 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$= 0.6 \times 8 \times (200 \times 7000) \times \sqrt{3} = 3680695,6 \text{ N} > V_u = 8450,4 \text{ N}$$

Kuat geser nominal :

$$V_n = A_{cv} [1/12 \alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y]$$

Dimana :

$$\alpha_c = 1/4 \text{ untuk } h_w/l_w < 1,5$$

$$\alpha_c = 1/6 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2$$

} dengan $h_w/l_w = 400/20 = 20$
maka $\alpha_c = 1/6$

dengan menggunakan $\phi 12$, spasi 20 cm :

$$\rho_n = \frac{2 \times (0.25 \times \pi \times 12^2)}{200 \times 200} = 0,0057$$

$$V_n = (200 \times 7000) \times [1/12 \times 1/6 \times \sqrt{30} + 0.0057 \times 400] \\ = 3298501,61 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0.6 V_n = 0.6 \times 3298501,6 \\ = 1979100,97 \text{ N} > 8460,4 \text{ N (ok.)}$$

Penulangan vertikal

Syarat-syarat :

- $\rho_v > \rho_n$, jika $h_w/l_w > 2.0$
- $\rho_v \text{ min} = 0.0025$, digunakan jika $h_w/l_w > 2.0$

Sehingga luasan tulangan arah vertikal :

$$A_{sv} = 0.0025 \times 200 \times 1000 = 500 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Dengan menggunakan $\phi 12$:

$$S = \frac{2 \times (0.25 \times \pi \times 12^2)}{500} = 0,452 \text{ m}$$

(pakai $\phi 12$ jarak 40 cm)

6.9. REKAP HASIL PERHITUNGAN PENULANGAN

Berikut akan disajikan hasil selengkapnya penulangan struktur berdasarkan analisa linear yang telah dilakukan dan sesuai dengan peraturan SK SNI – 03 – xxx 2001.



6.9.1. Tulangan Balok

Letak	Balok Lantai	Tulangan	
Tumpuan	1	Atas	4 D 25
		Bawah	2 D 25
	2	Atas	5 D 25
		Bawah	3 D 25
	3 ~ 10	Atas	6 D 25
		Bawah	4 D 25
Lapangan	Semua Lantai	Atas	2 D 25
		Bawah	2 D 25

(a) $L = 7$ meter (melintang)

Letak	Balok Lantai	Tulangan	
Tumpuan	Semua Lantai	Atas	6 D 25
		Bawah	3 D 25
Lapangan	Semua Lantai	Atas	3 D 25
		Bawah	5 D 25

(b) $L = 8$ meter (memanjang)

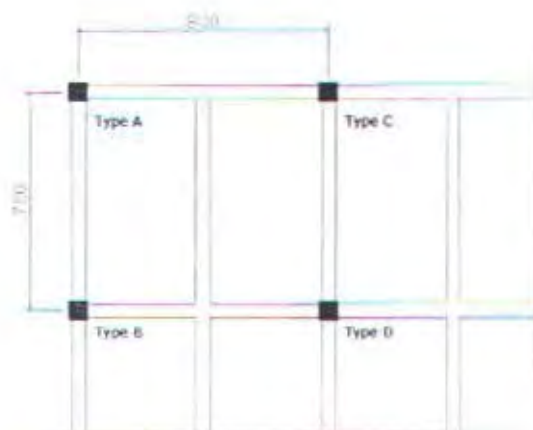
Tabel 6.13. Penulangan Lentur Balok

Letak	Balok Lantai	Tipe	Tulangan
Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	$\emptyset 12 - 100$
		Memanjang	$\emptyset 12 - 75$
Luar Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	$\emptyset 12 - 200$
		Memanjang	$\emptyset 12 - 175$

Tabel 6.14. Penulangan Geser Balok

6.9.2. Tulangan Kolom

Khusus untuk penulangan kolom terbagi menjadi 4 tipe per lantai, yaitu tipe A (kolom eksterior sudut gedung), tipe B (kolom eksterior sisi melintang gedung), tipe C (kolom eksterior sisi memanjang gedung) dan tipe D (interior) untuk lebih jelasnya lihat gambar 5.7. Dengan catatan, yang dimaksud dengan kolom lantai i adalah kolom yang terletak dibawah level i . Sehingga yang dimaksud dengan kolom lantai 10 adalah kolom yang terletak di bawah level atap.



Gambar 6.8. Tipe Penulangan Kolom

Lantai	Tipe	Tulangan Lentur	ρ (%)	Tulangan Transversal	
				$\leq l_0$	$> l_0$
1 – 2	A	12 D 25	1,05	Ø12 spasi 80 mm	Ø12 spasi 150 mm
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		
3 – 6	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		
7 – 10	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		

Keterangan : - l_0 berjarak 600 mm diukur dari muka join
 - untuk tul.transversal, digunakan 2 tulangan silang selain tulangan sengkang biasa (lihat Gb.6.5)

Tabel 6.15. Penulangan Kolom

BAB

ANALISA PUSHOV

BAB VII

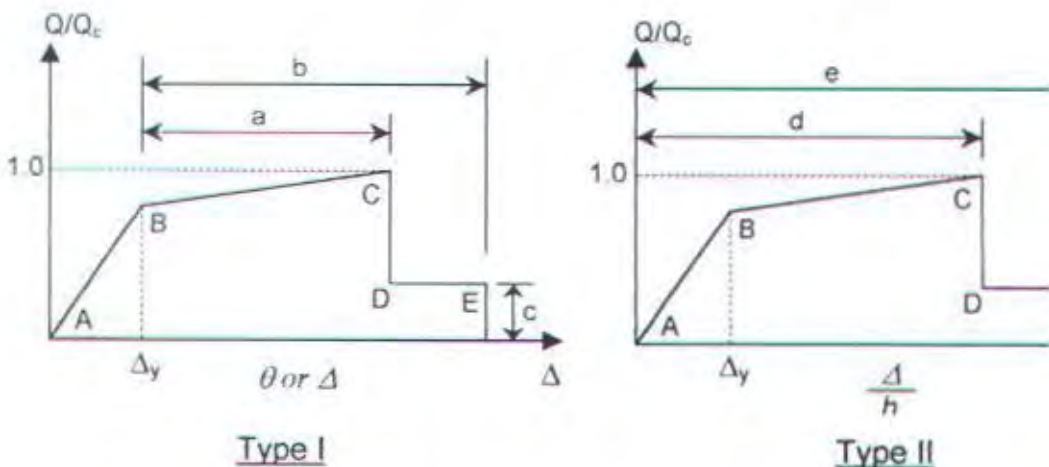
ANALISA PUSHOVER

7.1. ANALISA STATIK NON-LINEAR

Analisa statik non-linear dapat dilakukan setelah analisa statik linear s dilakukan. Karena produk hasil dari analisa statik linear inilah yang akan diuji analisa statik non-linear. Adapun hasil dari analisa statik linear ini adalah b tulangan dari seluruh komponen struktur yang ada. Dan dalam tugas akhir ini a statik nonlinear yang digunakan adalah analisa *pushover*..

Salah satu kelebihan utama analisa statik non-linear ini dibandingkan d analisa statik linear adalah analisa ini memungkinkan terjadinya respon non-linear komponen-komponen struktur akibat deformasi yang terjadi selama gedung meng pembebanan lateral yang besar, seperti pada saat terjadinya gempa.

Respon non-linear komponen-komponen struktur yang terjadi secara umum diwakili oleh hubungan *load-deformation* seperti yang ditunjukkan oleh gambar berikut ini.



Gambar 7.1 Hubungan Load-Deformation yang telah digeneralisasi

Gambar 7.1 tersebut menunjukkan suatu hubungan *load-deformation* yang digeneralisasi yang dapat diterapkan untuk kebanyakan elemen struktur beto

menunjukkan beban yang diakibatkan oleh gaya lateral, sebagai Q_e adalah kemampuan kapasitas elemen struktur.

Seperti yang terlihat, terdapat dua cara untuk menjelaskan deformasi :

Tipe I : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan langsung sebagai rega, kurvatur, rotasi, ataupun perpanjangan. Parameter a dan b mengacu pada bagian deformasi yang terjadi setelah leleh, yaitu deformasi plastis. Parameter a , b , didefinisikan secara numeris dalam tabel 7.1 sampai tabel 7.3 (sesuai dengan peraturan dalam FEMA-273, chap.6)

Tipe II : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan sebagai *shear angle* atau *tangential drift ratio*. Parameter d dan e mengacu pada deformasi total yang diukur dari awal. Parameter a , d , dan e juga didefinisikan secara numeris dalam tabel 7.1 sampai tabel 7.3 (sesuai dengan peraturan dalam FEMA-273, chap.6)

Adapun keterangan untuk gambar 7.1 adalah sebagai berikut :

- Titik A menunjukkan kondisi tanpa diberi beban.
- Garis A-B menunjukkan respons linier struktur, dengan memperhitungkan kekakuan retak masing-masing elemen struktur.
- Titik B adalah menyatakan kekuatan leleh efektif (*nominal yield strength*) dari elemen struktur.
- Garis B-C biasanya memiliki kemiringan 5% – 10% dari kemiringan garis A-B. Pada garis ini terjadi *strain hardening* yang biasanya dialami kebanyakan elemen struktur beton, dan memiliki efek penting dalam pendistribusian gaya internal antar elemen yang saling berdekatan.
- Titik C menyatakan kekuatan nominal (*nominal strength*) dari elemen struktur. Dimana pada titik ini bisa dianggap bahwa kemampuan untuk menahan beban lateral telah hilang. Oleh karena itu, komponen utama sistem penahanan lateral dari struktur tidak diperbolehkan berdeformasi melewati titik ini.
- Penurunan secara drastis dari garis C-D menyatakan kegagalan inisialisasi elemen. Biasanya kegagalan ini berkaitan dengan fenomena seperti retak tulangan longitudinal, pengelupasan beton, atau kegagalan geser mendatar.
- Ketahanan sisa (*residual resistance*) dari titik D-E mungkin bernilai nol atau beberapa kasus atau tidak nol untuk kasus lainnya. Biasanya jika tidak ter

informasi tambahan, diasumsikan ketahanan sisa ini sama dengan 20% nilai kekuatan nominal. Tujuan utama dari adanya segmen ini adalah memodelkan elemen struktur yang telah hilang kemampuan menahan lateralnya, tapi masih mampu untuk menahan beban gravitasi.

- Titik E menyatakan kapasitas deformasi maksimum. Deformasi melewati titik ini tidak diperbolehkan karena beban gravitasi tidak lagi dipikul.

Selain itu, perlu dijelaskan sedikit pula tentang apa yang dimaksud dengan kriteria penerimaan (*acceptance criteria*). Kriteria penerimaan adalah batasan-batasan digunakan untuk mengevaluasi apakah suatu elemen telah mengalami kerusakan atau belum. Secara umum kriteria penerimaan ini ditentukan oleh dua jenis desain, yaitu desain yang dikontrol oleh deformasi (*deformation-controlled*) dan desain yang dikontrol oleh gaya (*force-controlled*).

Pada desain yang dikontrol oleh deformasi, elemen diijinkan untuk berdeformasi melewati batas-batas elastisnya akibat beban lateral yang terjadi, tetapi dibatasi oleh kapasitas elemen tersebut. Sedangkan untuk desain yang dikontrol oleh gaya, elemen tidak diperbolehkan melewati batas elastisnya akibat beban lateral yang bekerja.

Conditions			Modelling Parameters ³			Acceptance Criteria ³			
			Plastic Rotation Angle, <i>radians</i>		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, <i>radians</i>			
						Component Type			
						Primary		Secondary	
						Performance Level			
			a	b	c	IO	LS	CP	LS
i. Beams controlled by flexural ¹									
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{h_w d \sqrt{f_c}}$							
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.05	0.01	0.01	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005
ii. Beams controlled by shear ¹									
Stirup spacing $\leq d/2$			0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01
Stirup spacing $\geq d/2$			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹									
Stirup spacing $\leq d/2$			0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01
Stirup spacing $\geq d/2$			0.0	0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹									
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02

1. When more than one condition i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the most appropriate numerical value for the table.
2. Under the heading "Transverse Reinforcement", 'C' and 'NC' are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if, within the plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for the component of moderate ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three – fourths of the shear. Otherwise, the components is considered non-conforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

Tabel 7.1 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modelling Parameters ⁴			Acceptance Criteria					
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians					
				Component Type					
				Primary		Secondary			
				Performance Level					
a	b	c	IO	LS	CP	L			
i. Columns controlled by flexural ¹									
$\frac{P}{A_g f_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{h_w d \sqrt{f_c'}}$							
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.0
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.0
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.0	0.005	0.015	0.0
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.0
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.0
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.0005	0.0005	-	0.005	0.005	0.005	0.0
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.0005	-	0.0	0.0	0.005	0.0
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	-	0.0	0.0	0.0	0.0
ii. Columns controlled by shear ^{1,3}									
Hoop spacing $\leq d/2$ or $\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$									
$\frac{P}{A_g f_c}$			0.0	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
Other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height									
Hoop spacing $\leq d/2$			0.01	0.02	0.4	1.0	1.0	1.0	0.0
Stirup spacing $\geq d/2$			0.0	0.01	0.2	1.0	1.0	1.0	0.0
iv. Columns with axial loads exceeding $0.70 P_o$ ^{1,3}									
Conforming reinforcement over the entire length			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.0
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one condition i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the most appropriate numerical value for the table.
2. Under the heading "Transverse Reinforcement", 'C' and 'NC' are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if, within the plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for the component of moderate ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three – fourths of the shear. Otherwise, the component is considered non-conforming.
3. To qualify, hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and hooks must have 6d embedment in the core or other details to ensure that hoops will be adequately anchored for spalling of cover concrete.
4. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

Tabel 7.2 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Columns

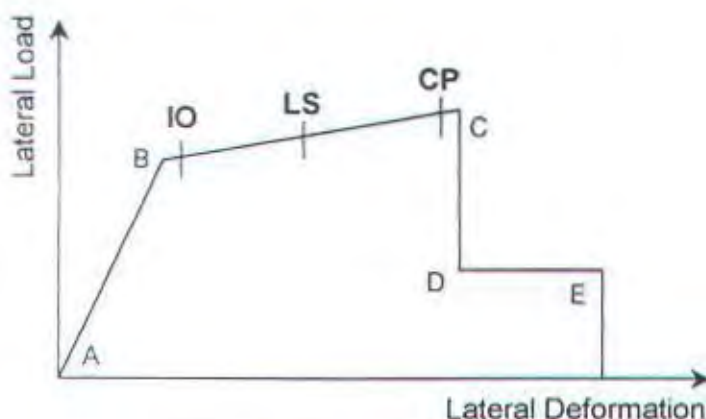
Conditions			Modelling Parameters			Acceptance Criteria			
			Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Component Type				
					Primary		Secondary		
					Performance Level				
					a	b	c	IO	LS
i. Shear walls and wall segment									
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{S_{ur}}{t_w l_w f'_c}$	Confined Boundary ¹							
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.02	0.75	0.005	0.01	0.015	0.0
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.01	0.015	0.4	0.004	0.008	0.01	0.0
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.6	0.003	0.006	0.009	0.0
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.01	0.3	0.001	0.003	0.005	0.0
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.6	0.002	0.004	0.008	0.0
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.01	0.3	0.002	0.004	0.006	0.0
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.0
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.2	0.001	0.001	0.002	0.0
ii. Columns supporting discontinuous shear walls									
Transverse reinforcement ²									
Conforming			0.01	0.015	0.2	0.003	0.007	0.01	n.a.
Non conforming			0	0	0	0	0	0	n.a.
			Chord Rotation, radians						
			d	e					
iii. Shear wall coupling beams									
Longitudinal and transverse reinforcement ³	$\frac{S_{ur}}{t_w l_w f'_c}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinf.	≤ 3	0.025	0.04	0.75	0.006	0.015	0.025	0.0	
	≥ 6	0.015	0.03	0.5	0.005	0.01	0.015	0.0	
Conventional longitudinal reinforcement with non-conforming transverse reinf.	≤ 3	0.02	0.035	0.5	0.006	0.012	0.02	0.0	
	≥ 6	0.01	0.025	0.25	0.005	0.008	0.01	0.0	
Diagonal reinforcement	n.a.	0.03	0.05	0.8	0.006	0.018	0.03	0.0	

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in ACI 318-95
2. Requirements for conforming transverse reinforcements are : (a) closed stirrups over the entire length of column at spacing $\leq d/2$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq$ required shear strength of column
3. Conventional longitudinal reinforcement consist of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the beam. Conforming transverse reinforcement consist of : (a) closed stirrups over the entire length of beam at spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq \frac{1}{4}$ of required shear strength of beam

Table 7.3 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Pushout Tests of Members controlled by Flexure

7.2. ANALISA PUSHOVER DENGAN SAP2000

Seperti yang telah disinggung pada bab sebelumnya, analisa statik non-linear akan digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah analisa Pushover dengan memakai program komputer SAP2000. Dimana untuk program ini, ada beberapa istilah kriteria penerimaan yang perlu diberikan, yaitu :



Gambar 7.2 Acceptance Criteria

Keterangan gambar 5.2 :
IO = Immediate Occupancy
LS = Life Safety
CP = Collapse Prevention

Analisa Pushover adalah analisa displacement struktur dengan beban gemukan equivalent yang besarnya beban ditingkatkan berangsur-angsur secara proporsional sampai struktur mencapai suatu *performance level* tertentu. Ada tiga hal penting yang dihasilkan oleh analisa pushover ini, yakni kurva kapasitas struktur, mekanisme keruntuhan struktur tersebut, serta *performance-point* yang merupakan perpotongan kurva kapasitas dengan *performance demand*.

Kemampuan dari suatu struktur untuk menahan gaya lateral yang bekerja dapat dilihat dari kurva kapasitasnya. Sedangkan mekanisme keruntuhan struktur dapat dilihat dari gambaran letak sendi-sendi plastis yang terjadi serta taraf kerusakan dari sendi-sendi tersebut sesuai kriteria penerimaan seperti IO, LS, atau CP.

Adapun langkah-langkah yang akan dilakukan untuk menjalankan analisa pushover di SAP2000 adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan model struktur di SAP2000 yaitu balok, kolom, dan *shearwall* dimasukkan sebagai *frame*. Sekali lagi digunakan *end-offset* untuk menampilkan efek penahan

2. Pendefinisian beban mati dan hidup (sama seperti pada bab 6)
3. Pemasangan tulangan lentur pada masing-masing komponen sesuai hasil pe dari bab 6.
4. Pendefinisian beban pushover (beban *PUSH*)
5. Pendefinisian *hinge properties* dan letaknya.
6. Pendefinisian analisa pushover.
7. Running analisa statik dilanjutkan dengan analisa pushover.

Berikut akan diberikan penjelasan singkat untuk masing-masing langkah :

Langkah 1 : Langkah ini sama seperti yang dilakukan pada saat kita m analisa linear pada bab 6 sebelumnya. Struktur rangka, baik balok, kolom, *shearwall* dimodelkan sebagai *frame*. Kemudian untuk menampilkan efek pe digunakan *end-offset*, sedangkan efek kekakuan akibat pelat lantai diwakili oleh *constraint-diaphragma*.

Langkah 2 : Sekali lagi beban-beban mati dan hidup untuk balok masir lantai akan dimasukkan dalam input SAP2000, sama seperti yang dilakukan dalam linear.

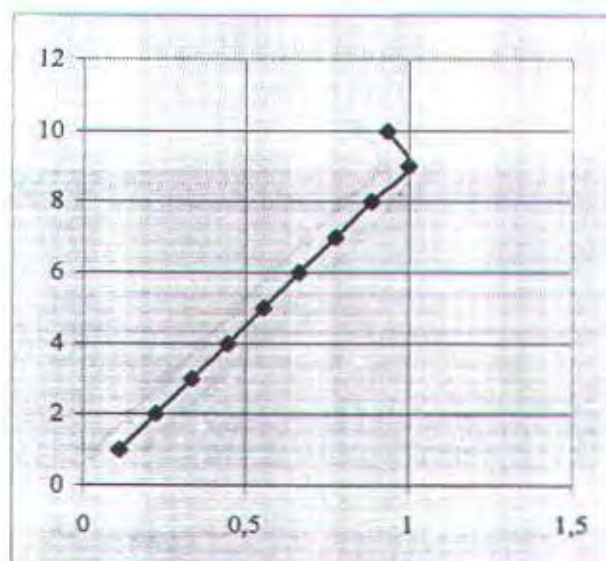
Langkah 3 : Hasil perhitungan penulangan lentur yang dilakukan di bab 6 direkap dalam tabel 6.20 dan 6.22, kemudian dimasukkan dalam input SAP 2000.

Langkah 4 : Yang dimaksud sebagai beban pushover adalah beban late digunakan sebagai wakil beban gempa. Oleh sebab itu beban pushover ini ha menggambarkan distribusi gaya gempa yang terjadi, yaitu berbentuk segitiga terbal itu akan digunakan gaya gempa hasil perhitungan bab 6.3.2.3 yang telah disk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 7.4 dan gambar 7.3 berikut :



Tingkat	Gaya Gempa kg	Rasio Beban PushOver
10	158631,79	0,937
9	169343,98	1
8	150527,98	0,889
7	131711,98	0,778
6	112895,98	0,667
5	94079,99	0,556
4	75263,99	0,444
3	56447,99	0,333
2	37631,99	0,222
1	18816,00	0,111

Tabel 7.4 Perhitungan Beban Pushover



Gambar 7.3 Grafik Rasio Beban Pushover terhadap Lantai gedung

Langkah 5 : Jenis dari sendi plastis yang nantinya akan di-assign ke balok dalam pemodelan *frame* untuk SAP2000 adalah sebagai berikut :

Elemen Strukur	Jenis Sendi Plastis
Balok	M3
Kolom	PMM

Tabel 7.5 Jenis-jenis Sendi Plastis untuk masing-masing Elemen Struktur

Setelah selesai dengan pendefinisian *hinge properties*, maka langkah selanjutnya adalah meng-assign masing-masing jenis sendi plastis untuk elemen yang bersesuaian. Jenis sendi plastis tersebut akan diletakkan di ujung-ujung balok maupun kolom (deck *column joint*).

Pemodelan sendi plastis sesuai default SAP2000 adalah sebagai berikut :

- Sendi plastis M3

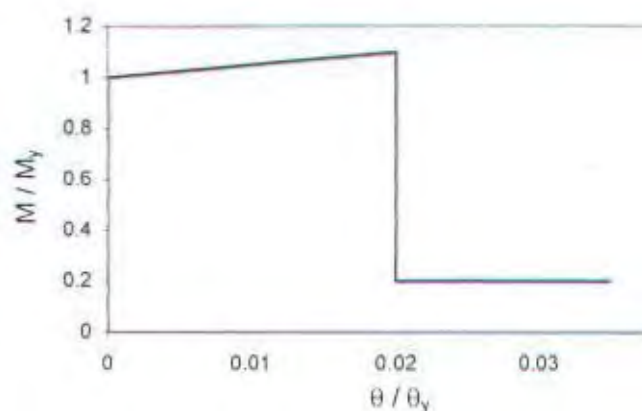
Point	M / M_y	θ / θ_y
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.02
D	0.2	0.02
E	0.2	0.035

Ket :

$$\theta_y = 1$$

M_y = Momen leleh karena tulangan terpasang

Tabel 7.6 Nilai Parameter sendi plastis M3



Gambar 7.4 Grafik Load-Deformation M3

- Sendi plastis PMM

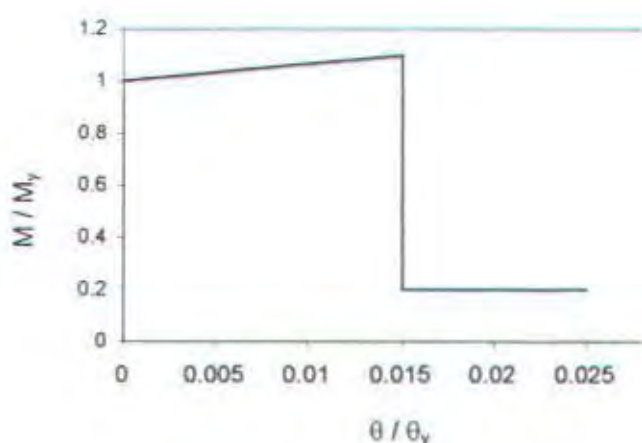
Point	M / M_y	θ / θ_y
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Ket :

$$\theta_y = 1$$

M_y = Momen leleh karena tulangan terpasang

Tabel 7.7 Nilai Parameter sendi plastis PMM



Gambar 7.5 Grafik Load-Deformation PMM

Langkah 6 : Yang dimaksud dengan pendefinisian analisa pushover adalah pendefinisian kontrol yang akan dipakai, dimana kriteria yang digunakan antara lain :

1. Analisa Pushover yang pertama disebut GRAV

Analisa ini merupakan kombinasi pembebanan $1.0D + 0.25L$ dan merupakan analisa yang dikontrol oleh gaya (*force-controlled analysis*).

2. Analisa Pushover kedua disebut PUSH / JOINT-n

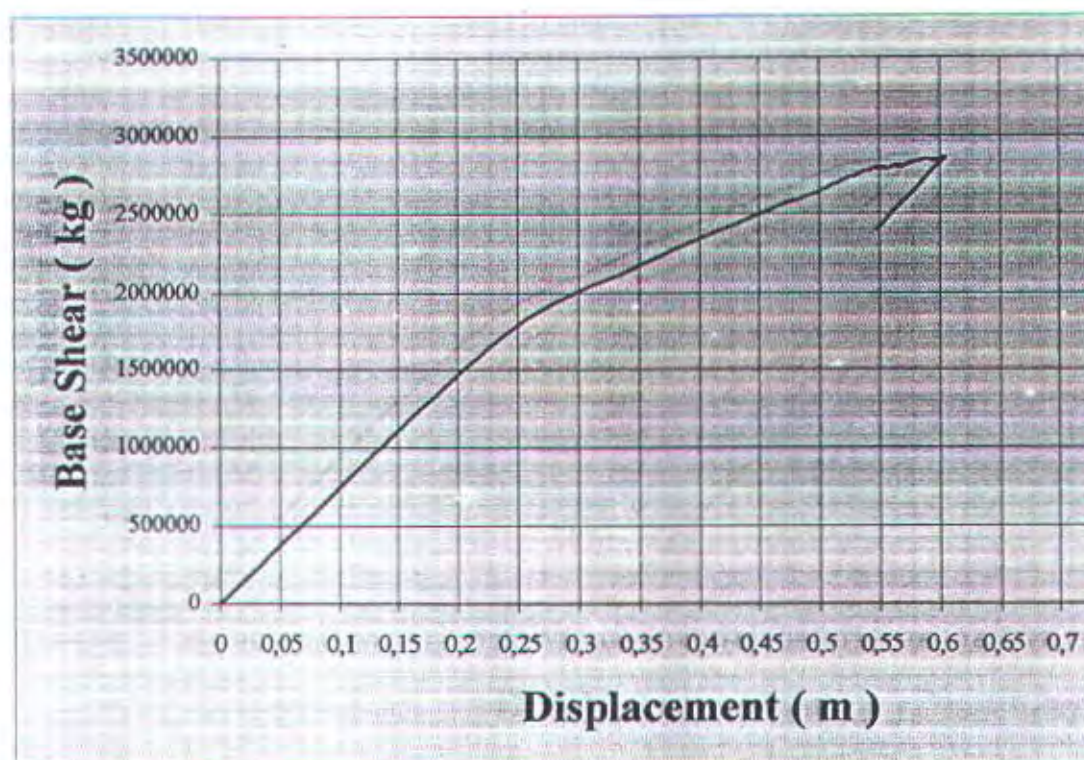
Dimana n adalah joint kontrol yang kita gunakan sebagai parameter displacement, dan biasanya joint ini terletak pada puncak gedung (*roof-top*) ini merupakan kelanjutan analisa GRAV dengan beban PUSH seperti yang disebutkan dalam tahap (4). Analisa ini merupakan analisa yang dikontrol deformasi (*deformation-controlled analysis*). *Member Unloading method* yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah *Unload Entire Structure*. Metode merupakan metode yang paling efisien dibanding kedua metode lainnya (*App Redistribution* dan *Restart Using Secant Stiffness*). Prinsip metode ini adalah jika suatu sendi plastis telah tercapai kondisi regangan yang berbalik arah (negatif) komputer akan meng-*unload* seluruh struktur hingga pada sendi tersebut benar-benar dalam kondisi *unloaded* dan kemudian bagian struktur yang akan menerima beban yang dipindahkan dari sendi plastis tersebut.

Input SAP2000 untuk analisa Pushover serta gambar letak dan jenis sendi plastis digunakan pada struktur dapat dilihat pada Lampiran III.

7.3. HASIL ANALISA PUSHOVER

Seperti yang disebutkan sebelumnya, ada 3 hal penting yang dihasilkan oleh pushover pada SAP2000 : kurva kapasitas, mekanisme pembentukan sendi plastis komponen-komponen struktur, serta kurva *Spectral Displacement vs Spectral Acceleration* (*performance point* versi SAP2000)

Kurva kapasitas adalah suatu kurva yang menunjukkan hubungan antara simpangan struktur (pada suatu titik kontrol, biasanya pada atap gedung) dan gaya gempa dasar (*shear*). Untuk hasil running pushover yang dilakukan sesuai bab sebelumnya, di kurva kapasitas seperti yang ada pada gambar 7.6. Sedangkan untuk nilai-nilai *performance-based design step*-nya dapat dilihat pada tabel 7.8. Untuk gambar mekanisme pembentukan sendi plastis beserta gambar kurva *Spectral Displ. vs Spectral Acc.* nya dapat dilihat pada Lampiran III.



Gambar 7.6. Kurva Kapasitas (Trial Awal)

Step	Displacement (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>
0	0	0	1680	0	0	0	0	0	0	0
1	0,1	748856,25	1680	0	0	0	0	0	0	0
2	0,1535	1149344,5	1679	1	0	0	0	0	0	0
3	0,2553	1809829	1436	201	43	0	0	0	0	0
4	0,3588	2206258,5	1324	183	143	30	0	0	0	0
5	0,4591	2523624	1283	95	166	136	0	0	0	0
6	0,4782	2583323,5	1278	85	164	151	0	2	0	0
7	0,4782	2577915,5	1278	83	163	154	0	0	2	0
8	0,4826	2591780,25	1276	83	163	154	0	2	2	0
9	0,4826	2591246,75	1275	84	163	154	0	0	4	0
10	0,499	2642962,25	1273	81	155	167	0	0	2	2
11	0,499	2640411	1273	80	156	167	0	0	2	2
12	0,5031	2653614,75	1272	81	148	174	0	1	1	3
13	0,5031	2651647,25	1272	80	148	174	0	0	2	4
14	0,5177	2697464,25	1268	76	150	180	0	0	1	5
15	0,5177	2696807,25	1268	76	150	180	0	0	1	5
16	0,5316	2740523,5	1259	80	128	207	0	0	0	6
17	0,5316	2739858,25	1259	80	128	207	0	0	0	6

18	0,5438	2777375,25	1253	83	118	218	0	2	0	6
19	0,5438	2780740,75	1250	86	118	215	0	2	3	6
20	0,5438	2778626	1248	84	103	214	0	1	20	10
21	0,5438	2773438,25	1248	84	101	212	0	1	19	15
22	0,5438	2774369,5	1247	83	100	214	0	0	19	17
23	0,5461	2783967	1247	83	96	216	0	2	16	20
24	0,5461	2781809,25	1245	84	96	214	0	1	17	23
25	0,5461	2776786,5	1245	84	96	214	0	0	18	23
26	0,5488	2785979,75	1245	83	95	214	0	2	18	23
27	0,5488	2778439,25	1245	83	95	214	0	0	20	23
28	0,5514	2786813,25	1244	83	94	212	0	4	19	24
29	0,5514	2774191,75	1244	83	93	213	0	0	23	24
30	0,5549	2785876,25	1243	84	92	211	0	3	21	26
31	0,5549	2775191,75	1243	82	93	212	0	0	24	26
32	0,5659	2810163,25	1238	85	92	212	0	3	23	27
33	0,5659	2795221	1238	83	94	211	0	0	27	27
34	0,5685	2804103,25	1237	84	93	210	0	2	25	29
35	0,5685	2794309	1237	84	93	209	0	1	27	29
36	0,5685	2791450	1237	84	93	209	0	0	28	29
37	0,586	2846749	1231	86	92	210	0	4	27	30
38	0,586	2833616,25	1231	86	91	210	0	1	30	3
39	0,586	2836236,5	1230	87	91	210	0	0	31	3
40	0,5889	2846017,25	1230	87	88	212	0	1	29	3
41	0,5889	2838085	1230	87	88	212	0	0	30	3
42	0,5917	2847681,5	1230	87	87	213	0	0	29	34
43	0,5917	2840541	1230	87	87	212	0	0	30	34
44	0,5943	2849386	1230	87	86	210	0	3	27	3
45	0,5943	2829016,25	1230	87	85	211	0	0	30	3
46	0,5967	2839654	1230	87	83	212	0	1	30	3
47	0,5967	2831280,25	1230	87	83	212	0	0	31	3
48	0,5995	2841687,75	1230	87	79	215	0	1	31	3
49	0,5995	2835374,5	1230	87	79	215	0	0	32	3
50	0,6061	2858003,5	1227	89	78	214	0	3	31	3
51	0,6061	2851261	1224	91	76	215	0	2	33	3
52	0,5484	2387335,25	1224	91	76	215	0	2	33	3

Tabel 7.8 Tabel Capacity Curve hasil analisa Pushover (trial awal)

Dari gambar mekanisme pembentukan sendi plastis yang terjadi, terlihat bahwa plastis yang terbentuk dominan terjadi di balok daripada di kolom. Hal ini sesuai perencanaan awal kita yaitu *beam sidesway mechanism*.

Perlu diketahui terlebih dulu, bahwa dalam Tugas Akhir ini tidak akan digunakan *performance point (PP)* versi SAP2000 yang terdapat pada kurva *Spectral Displ. vs Spectral Acc.* sebagai pembanding *target displacement* yang telah kita tetapkan dalam bab sebelumnya. Hal ini disebabkan karena perumusan dalam menentukan *target displacement* tersebut didasarkan pada rotasi drift ultimate balok ($\theta_c = 0.025$) yaitu suatu kondisi dimana balok berada di ambang keruntuhannya. Sedangkan *PP* versi SAP2000 merupakan hasil kecocokan antara *capacity* struktur dengan *demand* gempa yang akan terjadi. Oleh karena itu, yang akan dipergunakan dalam mengecek target perpindahan kita adalah kurva kapasitas struktur (*Displacement vs Base Shear*).

Dari gambar 7.6, terlihat bahwa awalnya hubungan antara nilai *displacement* dengan *base shear* diwakili oleh suatu garis linier. Segmen garis inilah yang menunjukkan perilaku elastis pada saat struktur berperilaku elastis, yaitu dimana penambahan gaya lateral berbanding lurus dengan penambahan *displacement* yang terjadi. Dari tabel 7.8 terlihat bahwa kondisi elastis ini berakhir pada saat $\Delta = 0.1$ m dengan $V = 748856,25$ kg (lihat Gambar 7.6). Pada saat inilah pertama kalinya terbentuk sendi plastis pada elemen struktur (lihat Gambar 7.6). Mekanisme Pembentukan Sendi Plastis pada Lampiran III), yang mengakibatkan perilaku tersebut tidak lagi linear. Jika gaya lateral terus ditambah, sendi plastis yang terjadi semakin banyak, dan kekuatannya pun secara perlahan mulai menurun hingga pada akhirnya struktur mengalami patahan secara tiba-tiba. Kondisi inilah yang disebut sebagai ambang keruntuhan struktur.

Meski dari tabel 7.8 terlihat bahwa nilai *displacement* mampu mencapai $\Delta = 0,4782$ m, namun nilai ini tidak dapat kita pergunakan sebagai pembanding target perpindahan yang telah kita tetapkan. Rupanya V_{max} telah tercapai pada step 6 ($V_{max} = 2583323,5$ kg). Untuk step-step berikutnya nilai V mengalami degradasi secara bertahap. Jadi meskipun setelah step-6 struktur masih mampu terus berdeformasi, akan tetapi ada bagian/bagian struktur yang telah mengalami kegagalan/keuntuhan. Maka yang akan kita gunakan sebagai pembanding target perpindahan adalah nilai *displacement* pada step-6 tersebut yakni sebesar $\Delta = 0,4782$ m. (selengkapnya untuk nilai *displacement* dapat dilihat pada lampiran III).

Ternyata simpangan struktur kita (0,4782 m) kurang dari target rencana yang telah kita tetapkan (0,581 m) dan persentase perbedaannya mencapai 17,7 %, jauh di atas toleransi yang kita inginkan (5,0 %). Maka perlu diambil tindakan selanjutnya untuk menyesuaikan perbedaan ini agar memenuhi *target performance* rencana struktur kita.

7.4. SOLUSI UNTUK MENCAPAI TARGET DISPLACEMENT RENCANA

7.4.1. Teori Umum

Dari beberapa studi yang dilakukan pada literatur-literatur mengenai *performance based design* khususnya tentang analisa Pushover, secara garis besarnya ada 3 metode untuk menyesuaikan struktur kita dengan target *performance* yang kita inginkan :

1. Merubah penulangan lentur elemen struktur, khususnya elemen kolom dimana ini kemampuan berdefleksinya amat ditentukan oleh nilai tulangan lentur yang dipasang.
2. Merubah penulangan geser elemen struktur dan dengan sendirinya mendefinisikan ulang *properties* sendi plastis yang terdapat dalam program balok (dalam hal ini SAP2000). Jenis elemen struktur yang kemampuan berdefleksinya dipengaruhi oleh nilai tulangan geser ini adalah elemen balok.
3. Merubah nilai kekakuan (*rigidity*) dari struktur.

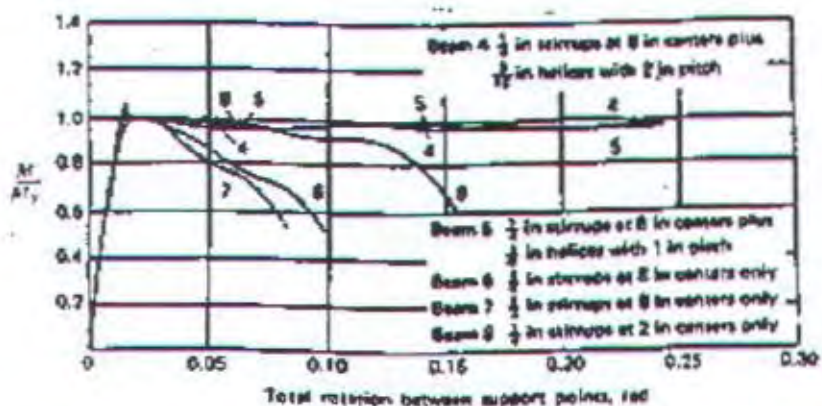
Di bawah ini akan dijelaskan secara singkatnya mengenai masing-masing cara.

Cara 1 : metode ini berkaitan dengan perubahan kekuatan struktur, karena perubahan penulangan (lentur) berhubungan erat dengan kekuatan struktur. Pada kasus seperti yang kita miliki, dimana nilai simpangan aktual ternyata kurang dari simpangan rencana, metode ini bisa diaplikasikan langsung yaitu dengan menambahkan tulangan lenturnya. Akan tetapi untuk kasus lain, dimana ternyata simpangan aktual justru melebihi simpangan rencana, metode ini perlu dipertimbangkan. Alasan pengurangan tulangan lentur tanpa perhitungan yang matang bisa membahayakan struktur terhadap beban-beban gravitasi yang bekerja. Dikhawatirkan sebelum memikul gaya lateral gempa, gedung telah mengalami kegagalan/runtuh hanya *service load* nya.

Kelebihan utama cara ini adalah dari segi praktis dan kemudahan aplikasinya. Nilai tulangan lentur diubah, *running* Pushover bisa segera dilakukan untuk melihat perubahan yang terjadi. Kelemahannya adalah dari segi biaya yang mungkin menjadi mahal dibanding cara kedua. Selain itu karena bersifat *trial and error*, cara ini tidak memiliki rumus eksak sehingga mungkin akan butuh *running* berkali-kali untuk tercapainya hasil yang diinginkan.

Cara 2 : metode ini berkaitan dengan perubahan daktilitas struktur. Dimanapun eksperimen menunjukkan bahwa penambahan tulangan sengkang (*confinement*)

elemen-elemen struktur mampu menambah kemampuan berotasinya, tetapi tidak me
kemampuannya dalam memikul gaya. (lihat gambar 7.7)



Gambar 7.7 Kurva Momen-Rotasi Eksperimental dengan Confinement berbeda

Menurut Priestly dalam salah satu *paper*-nya, kebutuhan *confinement* suatu struktur dapat dihitung dari keperluan rotasi atau daktilitas kurvatur nya, dimana dirumuskan sebagai berikut :

$$A_{sh} = \alpha \left[1 + 13 \left(\frac{P}{P_0} \right)^5 \right] \frac{(\phi_0)^{1.15}}{29} A_{sh,c}$$

dimana :
$$A_{sh,c} = 0.3 S h_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y}$$

$$\alpha = 2.7$$

$$A_{sh} = \text{luas confinement}$$

$$\phi_0 = \text{daktilitas kurvatur}$$

$$P = \text{gaya aksial yang bekerja (untuk balok diambil bernilai nol)}$$

$$P_0 = \text{kapasitas kolom tanpa tulangan (} = A_g f_c \text{)}$$

Catatan : bila ternyata hasil perhitungan di atas menghasilkan nilai luasan tulangan sengkang yang lebih kecil dibandingkan kebutuhan tul.sengkang akibat beban-beban gravitasi (*service loads*) maka yang digunakan adalah nilai yang terbesar

Dari perumusan tersebut, kita bisa memasukkan nilai daktilitas kurvatur sesuai kebutuhan rotasi yang diperlukan elemen struktur kita.

Efek daripada perubahan nilai luasan tulangan sengkang ini harus dimasukkan ke dalam pendefinisian *hinge-properties* pada program bantu kita (lihat kembali gambar 7.5). Perhitungan besarnya perubahan nilai θ / θ_y pada *hinge-properties* akibat perubahan

jumlah sengkang perlu mengikutsertakan sifat nonlinear beton dan baja yang agak sulit dilakukan secara manual. Untuk itu bisa digunakan program bantu yang ada seperti *DRAIN2D* atau *DRAIN2DX*. Baru setelah semua sendi plastis didefinisikan ulang, Pushover kembali dijalankan untuk melihat apakah target telah terpenuhi.

Kelebihan utama cara ini dibanding cara sebelumnya adalah dari segi kompleksitasnya. Pada umumnya penambahan biaya akibat penambahan tulangan sengkang akan lebih besar dibanding cara sebelumnya. Selain itu cara ini membutuhkan *trial* yang banyak. Akan tetapi cara ini memiliki kelemahan utama yaitu kompleksitas pengerjaannya jauh lebih besar dibanding cara 1. Bayangkan bila kita memiliki struktur yang kompleks, masing-masing elemen harus didesain tulangan gesernya dan didefinisikan ulang plastisitasnya. Cara ini butuh ketelitian dan keahlian yang tinggi serta bisa menghabiskan banyak waktu (*time-consuming*).

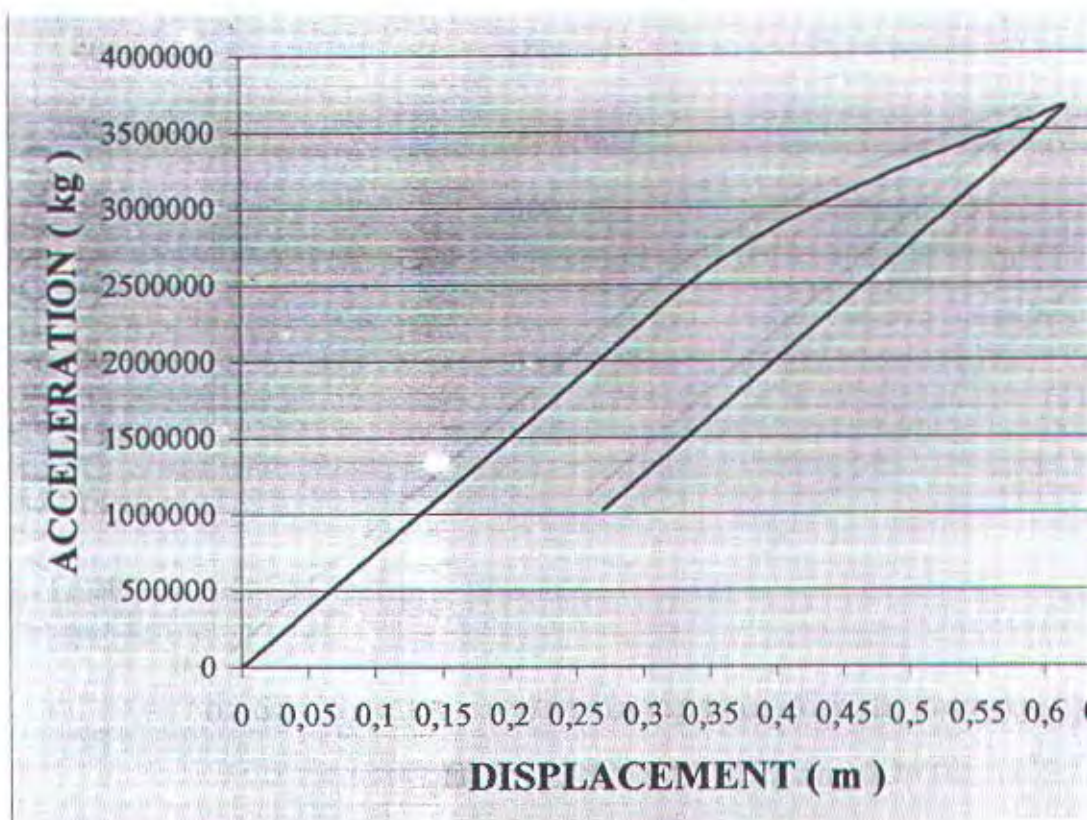
Cara 3 : metode ini berhubungan dengan pendefinisian ulang dimensi-dimensi struktur (balok, kolom, dan shearwall bila ada) untuk mengubah kekakuan struktur keseluruhan. Cara ini merupakan langkah terakhir yang diambil bila kedua cara di atas lagi memungkinkan penyelesaian yang diharapkan. Akibatnya perhitungan harus kita ulangi kembali dari awal (menghitung beban mati, hidup, dan gempa yang bekerja) dilanjutkan dengan perhitungan penulangannya.

Perlu ditekankan bahwa ketiga cara di atas hanyalah bersifat teoritis, tidak selalu dalam semua kasus cara-cara tersebut bisa diterapkan. Dibutuhkan *engineering-judgment* yang baik untuk memutuskan cara mana yang terbaik diaplikasikan pada suatu kasus yang spesifik.

7.4.2. Contoh Aplikasi Pada Perencanaan Gedung

Seperti yang diketahui, *performance* gedung kita ternyata tidak mencapai target yang kita inginkan. Oleh karena itu akan digunakan salah satu dari ketiga cara yang disebutkan dalam bab 7.4.1. Untuk contoh aplikasi, cara yang akan dipilih adalah cara 1 dengan alasan cara ini paling mudah diaplikasikan dan tidak serumit cara 2 atau 3.

Meski diperkirakan akan membutuhkan beberapa kali *trial* sebelum tercapai solusi yang memuaskan, hal ini bisa ditanggulangi dengan mengamati pola pembentukan sendi plastis yang terjadi pada setiap *trial* yang kita lakukan.



Gambar 7.8. Kurva Kapasitas (Trial Akhir)

Step	Displacement (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	1680	0	0	0	0	0	0	0
1	0,1	748856,25	1680	0	0	0	0	0	0	0
2	0,2	1497712,5	1680	0	0	0	0	0	0	0
3	0,2562	1918719,625	1679	1	0	0	0	0	0	0
4	0,3588	2654525,5	1500	152	28	0	0	0	0	0
5	0,4592	3116194,75	1345	180	130	25	0	0	0	0
6	0,5547	3452466	1279	148	136	116	0	1	0	0
7	0,5547	3449262,25	1278	146	132	123	0	0	0	1
8	0,5868	3553638,25	1266	139	131	142	0	1	0	1
9	0,5868	3551206,75	1265	140	129	144	0	0	0	2
10	0,5908	3564538	1263	140	127	147	0	1	0	2
11	0,5908	3558390,25	1259	142	125	149	0	1	0	4
12	0,5908	3555467,75	1258	141	124	152	0	0	0	5
13	0,6162	3637705	1247	130	128	166	0	4	0	5
14	0,2701	1026892,75	1247	130	128	166	0	1	3	5

Tabel 7.9 Tabel Capacity Curve hasil analisa Pushover (trial akhir)

Maka setelah dilakukan beberapa *trial* diperoleh hasil kurva kapasitas seperti pada gambar 7.7 dan tabel 7.9. Sekali lagi perlu diingat bahwa meski dari tabel 7.9 nilai *displacement* maksimum adalah 0.5547 m akan tetapi ternyata nilai *base force* mengalami degradasi dimulai pada step-6. Maka nilai *displacement* yang dipakai yang terdapat pada step-6 yaitu $\Delta = 0.5547$ m (untuk nilai *displacement* selengkap dilihat pada lampiran III).

Sekali lagi kita bandingkan dengan target *displacement* ($\Delta_t = 0.581$ m) yang dimiliki, akan diperoleh selisih sebesar 4,53%. Karena nilai ini masih berada di dalam toleransi kita, maka solusi ini bisa dianggap telah memenuhi kriteria kita.

Dari *trial-trial* yang telah dilakukan, diambil suatu kesimpulan bahwa ternyata metode perubahan tulangan lentur, penting sekali untuk mengamati proses pembentukan sendi plastis yang terjadi pada masing-masing *trial*. Dengan memperhatikan kecenderungan letak sendi plastis yang terbentuk, kita bisa mengurangi jumlah percobaan yang diperlukan.

Pada contoh kasus yang kita miliki, ternyata ada kecenderungan bahwa balok pada lantai 2, 3, dan 4 untuk mengalami *collapse* pertama kalinya. Sehingga pada lantai tersebut tulangan lenturnya mengalami perubahan. Sedangkan untuk perubahan kolom, disesuaikan dengan perubahan tulangan lentur balok pada tingkat yang berdekatan. Untuk data tulangan selengkapnya pada *trial* akhir ini bisa dilihat dari tabel 7.10 dan

Letak	Balok Lantai	Tulangan	
Tumpuan	1	Atas	5 D 28
		Bawah	4 D 28
	2	Atas	6 D 28
		Bawah	4 D 28
	3 ~ 10	Atas	8 D 28
		Bawah	6 D 28
Lapangan	Semua Lantai	Atas	2 D 28
		Bawah	2 D 28

(a) $L = 7$ meter (melintang)

Letak	Balok Lantai	Tulangan	
Tumpuan	Semua Lantai	Atas	7 D 28
		Bawah	4 D 28
Lapangan	Semua Lantai	Atas	3 D 28
		Bawah	5 D 28

(b) $L = 8$ meter (memanjang)

Tabel 7.10. Penulangan Lentur Balok (*Trial* Akhir)

Letak	Balok Lantai	Tipe	Tulangan
Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	Ø12 - 100
		Memanjang	Ø12 - 75
Luar Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	Ø12 - 210
		Memanjang	Ø12 - 175

Tabel 7.11. Penulangan Geser Balok (Trial Akhir)

Lantai	Tipe	Tulangan Lentur	ρ (%)	Tulangan Transversal	
				$\leq l_o$	$> l_o$
1 - 2	A	12 D 25	1,05	Ø12 spasi 80 mm	Ø12 spasi 150 mm
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		
3 - 6	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		
7 - 10	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		

Tabel 7.12. Penulangan Kolom (Trial Akhir)

Catatan : Perlu diingat, semua perubahan akhir tulangan pada analisa Pushover perlu dicek kembali dikontrol terhadap peraturan yang digunakan (dalam kasus ini SK SNI 03 - xxx - 2001). kasus perubahan tulangan di atas telah lulus pengecekan terhadap peraturan penulangan

7.4.3. Performance Point

Dengan menggunakan tulangan *trial akhir* maka didapatkan kurva *perfor-*
point yang terdapat pada lampiran. Disana terlihat bahwa *performance point* *p-*
displacement mencapai 0,137 m dan gaya geser sebesar 1027670 kg. Tetapi
menentukan *performance level* angka *performance point* tidak diperhatikan, karena
sat ini korelasi diantara keduanya belum ada.

BAB V
KESIMPULAN DAN SARAN

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1.KESIMPULAN

Secara singkat dapat dijelaskan bahwa analisa statik non-linear (di hal ini menggunakan analisa *Pushover*) merupakan suatu metode yang digunakan untuk mengetahui *performance* dari suatu struktur gedung. Hal ini sangat berbeda dengan metode yang sudah umum dipakai yaitu metode *force-based design*. Dalam metode *force-based design* kita tidak bisa mendapatkan gambaran *performance* dari gedung ini dikarenakan metode ini menganggap bahwa suatu struktur gedung akan bersifat elastis ketika menerima beban yang berupa gaya-gaya. Padahal suatu struktur akan bersifat inelastis ketika menerima beban gempa. Sedangkan pada analisa *pushover* kita bisa mengetahui perilaku gedung ketika menerima beban gempa, dari mulai bersifat elastis sampai struktur itu mengalami kegagalan struktur (*collapse*).

Dalam melakukan analisa *pushover* diperlukan data yang lengkap dari struktur yang ada, dari ukuran, bentuk, beban-beban, sampai dengan tulangan yang dibutuhkan. Oleh karena itu sebelum melakukan analisa *pushover* kita harus terlebih dahulu melakukan analisa *linear* untuk hasilnya nanti digunakan untuk mengetahui tulangan yang dibutuhkan. Adapun hasil dari analisa linear adalah berupa gaya-gaya dalam struktur yang ada akibat beban-beban yang ada.

Setelah semua data yang dibutuhkan untuk melakukan analisa *pushover* lengkap, maka kita bisa melakukan *running* analisa *Pushover* sesuai langkah-langkah yang telah dijelaskan dalam buku ini. Hasil dari analisa *Pushover* terbagi menjadi beberapa komponen vital : kurva Kapasitas (*Displacement vs Base Shear*), kurva *performance-point* (*Spectral Acceleration vs Spectral Displacement*), dan gambar mekanisme pembentukan sendi plastis.

Dalam tugas akhir ini, kurva *performance-point* tidak kita gunakan karena hingga dengan saat penulisan buku ini berlangsung belum ada suatu perumusan yang secara pasti mengenai korelasi antara *performance-level* dan *performance-point* dihasilkan oleh analisa *Pushover* ini. Baik ATC-40 maupun FEMA-273 sendiri menyatakan bahwa korelasi tersebut amatlah subjektif tergantung dari *engineer's judgement* dan *engineering experience* dari para pemakai metode ini.

Oleh sebab itu untuk menentukan *target performance* yang diinginkan struktur kita, digunakanlah perumusan Priestly dengan asumsi rotasi drift ultimate 0.025. Dimana nilai ini diambil dengan asumsi struktur kita berada pada an keruntuhannya.

Hasil *displacement* yang diperoleh melalui perumusan tersebut kita bandi dengan data dari kurva kapasitas hasil running analisa Pushover, yaitu *displac* pada saat struktur akan mengalami kegagalan. Ternyata simpangan struktur kita (0 m) kurang dari target rencana yang kita tetapkan (0.581 m) dan pers perbedaannya mencapai 17,7 %, jauh di atas nilai toleransi yang kita inginkan (5. Maka perlu diambil tindakan selanjutnya untuk menyesuaikan perbedaan ini memenuhi *target performance* rencana struktur kita.

Dari beberapa sumber literatur mengenai *performance-based design* ini disimpulkan bahwa untuk merubah kemampuan berdefleksi struktur, setidaknya tiga hal yang dapat dirubah, antara lain :

1. Kemampuan lentur struktur, yakni dengan merubah nilai tulangan lentur
2. Daktilitas struktur, yaitu dengan merubah nilai *confinement* mendefinisikan ulang *hinge-properties* yang ada pada pemodelan kom kita
3. Kekakuan struktur, yakni dengan merubah dimensi elemen-elemen p struktur

Dengan mempertimbangkan berbagai kelebihan dan kelemahan cara-cara ter maka diputuskan untuk menggunakan cara 1, yaitu dengan menambah penul lentur struktur.

Dengan mengamati kecenderungan mekanisme pembentukan sendi plastis terjadi pada saat dilakukan analisa Pushover, maka setelah dilakukan beberapa diperoleh hasil yang diinginkan, yakni struktur mampu berdefleksi sebesar 0,55 (selisih dengan target simpangan 4,52 %).

Dari pengerjaan yang telah dilakukan dan semuanya telah tertuang dalam T Akhir ini, maka dapat disimpulkan :

1. Analisa *pushover* dapat memberikan gambaran secara menyeluruh bagai perilaku struktur ketika dia menerima beban lateral yang berupa beban ge Dimana hasil yang diperoleh adalah seberapa besar *displacement* maksi

yang terjadi, seberapa besar gaya geser maksimum yang mampu ditahan struktur, bahkan proses pembentukan sendi plastis pada struktur sampai struktur yang ada mengalami kegagalan struktur (*collapse*).

2. Metode *pushover* tidak lagi mengharuskan kita menggunakan faktor konversi dari respons elastis ke respons inelastis (misal R)

8.2.SARAN

Dalam tugas masih terdapat berbagai kekurangan, maka penulis mengajukan beberapa saran, antara lain :

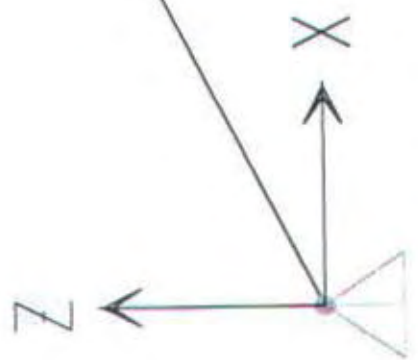
1. Didalam Tugas Akhir ini pondasi diabaikan, diharapkan pada penugasan mendatang adanya perhitungan pondasi. Hal ini dikarenakan kekakuan pondasi juga berpengaruh pada *performance* suatu struktur.
2. Didalam SAP 2000 tidak terdapat akomodasi untuk pemasangan tulangan sehingga pada saat adanya masalah perubahan *displacement* cara ke dua digunakan, maka diharapkan adanya suatu program yang bisa digunakan mengecek tulangan geser. Hal ini dikarenakan tulangan geser mempengaruhi besarnya *displacement* maksimum yang terjadi.

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

1. Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Buildings vol. I*, California Seismic Safety Commisison
2. Badan Standarisasi Nasional, *SNI 03 – 1726 – 2002 – Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung*
3. Computer and Structures Inc., *SAP2000 Manual*, Computer and Structures Inc., Berkley, California, 1998
4. David A. Fanella and Javeed A. Munshi, *Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Force*, Portland Cement Association, 1998.
5. Departemen Pekerjaan Umum, *SK SNI 03 – xxxx – 2001 – Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung*
6. Departemen Pekerjaan Umum, *SK SNI T-15-1991-03 - Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Yayasan LPBM, Bandung
7. FEMA-273, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Emergency Management Agency, 2000
8. Gideon Kusuma, Takim Andriono, *Desain Struktur Rangka Beton Bertulang untuk Daerah Rawan Gempa*, Erlangga
9. Hendrik Tanaka, 2002, *Analisa Perbandingan Perencanaan Struktur Dual System dengan Statik-Nonlinear dan Dinamik-Nonlinear*, Tugas Akhir
10. M.J.N. Priestly, M.J. Kowalsky, *Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings*, Bulletin of the NZS for Earthquake Engineering (Vol. 33), December 2000
11. M.J.N. Priestly, *Performance Based Seismic Design*, Paper for the 12WCEE, University of California, San Diego.
12. Saudyono, 2003, *Desain Struktur Berbasis Kinerja dengan Menggunakan Pushover Analysis pada Gedung Kartika Hotel*, Tugas Akhir
13. S. K. Ghosh and August W. Domel, Jr., *Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Force*, Portland Cement Association, 1992.
14. T.Pauly, M.J.N.Priestly, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, A Wiley Interscience Publication, 1992.

LAMPIR



AME ELEMENT FORCES

ME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
RDES1	MATI	0	-5.82E-11	1999.907	-8.00E-14		0	-1.36E-13 2835.873
RDES1	MATI	0.275	-5.82E-11	2288.987	-1.15E-13		0	-1.09E-13 2246.151
RDES1	MATI	0.55	-5.82E-11	2578.067	-1.50E-13		0	-7.29E-14 1576.931
RDES1	MATI	0.825	-5.82E-11	2867.147	-1.85E-13		0	-2.68E-14 828.2139
RDES1	MATI	1.1	-5.82E-11	3156.227	-2.20E-13		0	2.89E-14 -2.85E-13
IGGA1	MATI	0	-1576.209	-3073.608	3.23E-13		0	1.39E-13 -9.09E-13
IGGA1	MATI	2.191461	-331.8093	-647.0281	2.89E-14		0	-2.46E-13 4076.814
IGGA1	MATI	4.382921	912.5907	1779.552	-2.65E-13		0	1.22E-14 2835.873

ees, Civil Engineering, ITS, Surabaya

STATIC LOAD CASES

STATIC CASE	CASE TYPE	SELF WT FACTOR
MATI	DEAD	1,0000
HIDUP	LIVE	0,0000
GEMPA	QUAKE	0,0000
ANGIN	WIND	0,0000

ees, Civil Engineering, ITS, Surabaya

IN T DATA

POINT	GLOBAL-X	GLOBAL-Y	GLOBAL-Z	RESTRAINTS	ANGLE-A	ANGLE-B	ANG
126	20,00000	-10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
128	28,00000	-10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
156	20,00000	-10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
158	28,00000	-10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
316	20,00000	-3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
318	28,00000	-3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
354	20,00000	-3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
356	28,00000	-3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
374	28,00000	3,50000	0,00000	1 1 1 1 1 1	0,000	0,000	0
390	28,00000	3,50000	4,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
412	28,00000	3,50000	8,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
431	28,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
450	28,00000	3,50000	16,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
469	28,00000	3,50000	20,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
488	28,00000	3,50000	24,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
517	28,00000	3,50000	28,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
508	-28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
509	-28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
510	-28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
511	-28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
512	-28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
513	-28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
514	-28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
515	-28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
516	-4,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
517	3,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
518	4,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
519	5,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
520	12,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
521	14,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
522	16,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
523	18,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
524	20,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
525	24,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
526	28,00000	3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
545	28,00000	3,50000	36,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
546	-28,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
547	-24,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
548	-20,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
549	-18,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
550	-16,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
551	-14,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
552	-12,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
553	-8,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0
554	-4,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0

555	0,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
556	4,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
557	8,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
558	12,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
559	14,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
560	16,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
561	18,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
562	20,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
563	24,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
564	28,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
572	29,00000	10,50000	0,00000	1 1 1 1 1	0,000	0,000
587	29,00000	10,50000	4,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
602	28,00000	10,50000	8,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
617	28,00000	10,50000	12,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
632	28,00000	10,50000	16,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
647	28,00000	10,50000	20,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
662	29,00000	10,50000	24,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
677	28,00000	10,50000	28,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
678	-28,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
679	-24,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
680	-20,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
681	-16,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
682	-12,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
683	-8,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
684	-4,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
685	0,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
686	4,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
687	8,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
688	12,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
689	16,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
690	20,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
691	24,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
692	28,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
707	28,00000	10,50000	36,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
708	-28,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
709	-24,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
710	-20,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
711	-16,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
712	-12,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
713	-8,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
714	-4,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
715	0,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
716	4,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
717	8,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
718	12,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
719	16,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
720	20,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
721	24,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000
722	28,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0	0,000	0,000

2000-VI.42 File: SAP KLM 75X75 SHELL Kgf-m Units PAGE 3
 8/24/2014 23:14:57

Dept. Civil Engineering, ITS, Surabaya

JOINT DONESTRACNT DATA

JOINT TYPE

144 DIAPHI
 318 DIAPHI
 348 DIAPHI
 708 DIAPHI
 143 DIAPHI
 339 DIAPHI
 547 DIAPHI
 709 DIAPHI
 146 DIAPHI
 340 DIAPHI
 548 DIAPHI
 710 DIAPHI

147 DIAPH1
342 DIAPH1
530 DIAPH1
711 DIAPH1
148 DIAPH1
344 DIAPH1
552 DIAPH1
712 DIAPH1
149 DIAPH1
345 DIAPH1
553 DIAPH1
713 DIAPH1
150 DIAPH1
346 DIAPH1
554 DIAPH1
714 DIAPH1
151 DIAPH1
347 DIAPH1
555 DIAPH1
715 DIAPH1
152 DIAPH1
348 DIAPH1
556 DIAPH1
716 DIAPH1
153 DIAPH1
349 DIAPH1
557 DIAPH1
717 DIAPH1
154 DIAPH1
350 DIAPH1
558 DIAPH1
718 DIAPH1
155 DIAPH1
352 DIAPH1
560 DIAPH1
719 DIAPH1
156 DIAPH1
354 DIAPH1
362 DIAPH1
720 DIAPH1
157 DIAPH1
355 DIAPH1
363 DIAPH1
721 DIAPH1
138 DIAPH1
356 DIAPH1
364 DIAPH1
722 DIAPH1
343 DIAPH2
341 DIAPH1
341 DIAPH2
343 DIAPH2
341 DIAPH1
353 DIAPH1
353 DIAPH1
351 DIAPH1
356 DIAPH1
139 DIAPH2
319 DIAPH2
527 DIAPH2
693 DIAPH2
130 DIAPH2
320 DIAPH2
928 DIAPH2
694 DIAPH2
131 DIAPH2
321 DIAPH2
529 DIAPH2
695 DIAPH2
132 DIAPH2
323 DIAPH2
531 DIAPH2

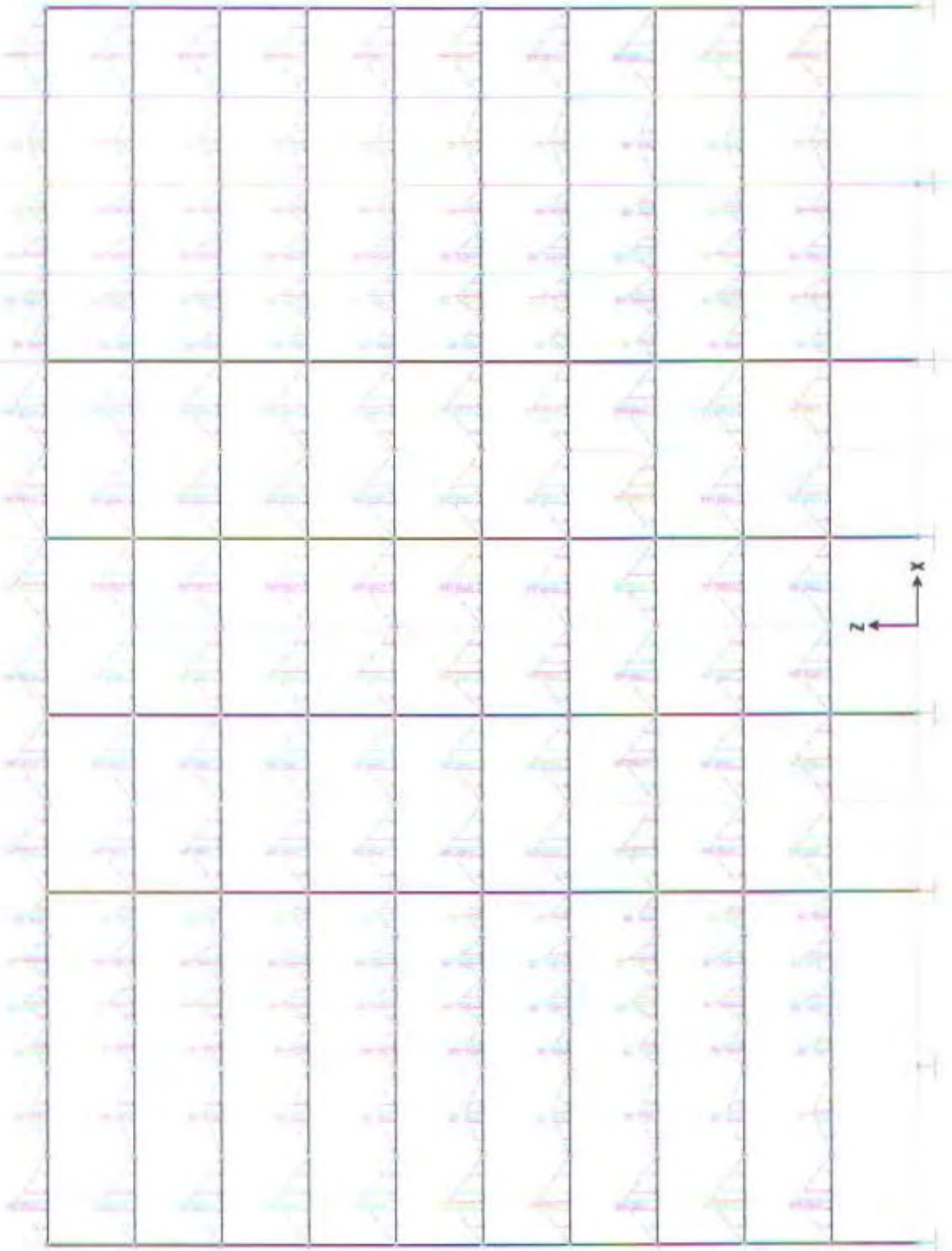
696 DIAPH2
133 DIAPH2
325 DIAPH2
533 DIAPH2
697 DIAPH2
134 DIAPH2
326 DIAPH2
534 DIAPH2
698 DIAPH2
135 DIAPH2
327 DIAPH2
535 DIAPH2
699 DIAPH2
136 DIAPH2
328 DIAPH2
536 DIAPH2
700 DIAPH2
137 DIAPH2
329 DIAPH2
537 DIAPH2
701 DIAPH2
138 DIAPH2
330 DIAPH2
538 DIAPH2
702 DIAPH2
139 DIAPH2
331 DIAPH2
539 DIAPH2
703 DIAPH2
140 DIAPH2
333 DIAPH2
541 DIAPH2
704 DIAPH2
141 DIAPH2
335 DIAPH2
543 DIAPH2
705 DIAPH2
142 DIAPH2
336 DIAPH2
544 DIAPH2
706 DIAPH2
143 DIAPH2
337 DIAPH2
545 DIAPH2
707 DIAPH2
530 DIAPH2
322 DIAPH2
532 DIAPH2
324 DIAPH2
542 DIAPH2
334 DIAPH2
540 DIAPH2
332 DIAPH2
365 DIAPH2
114 DIAPH3
300 DIAPH3
508 DIAPH3
678 DIAPH3
115 DIAPH3
301 DIAPH3
509 DIAPH3
679 DIAPH3
116 DIAPH3
302 DIAPH3
510 DIAPH3
680 DIAPH3
117 DIAPH3
304 DIAPH3
512 DIAPH3
681 DIAPH3
118 DIAPH3
306 DIAPH3

514 DIAPH3
682 DIAPH3
119 DIAPH3
307 DIAPH3
515 DIAPH3
683 DIAPH3
120 DIAPH3
308 DIAPH3
516 DIAPH3
684 DIAPH3
121 DIAPH3
309 DIAPH3
517 DIAPH3
685 DIAPH3
122 DIAPH3
310 DIAPH3
518 DIAPH3
686 DIAPH3
123 DIAPH3
311 DIAPH3
519 DIAPH3
687 DIAPH3
124 DIAPH3
312 DIAPH3
520 DIAPH3
688 DIAPH3
125 DIAPH3
314 DIAPH3
522 DIAPH3
689 DIAPH3
126 DIAPH3
316 DIAPH3
524 DIAPH3
690 DIAPH3
127 DIAPH3
317 DIAPH3
528 DIAPH3
691 DIAPH3
128 DIAPH3
318 DIAPH3
529 DIAPH3
692 DIAPH3
319 DIAPH3
301 DIAPH3
512 DIAPH3
303 DIAPH3
521 DIAPH3
315 DIAPH3
511 DIAPH3
313 DIAPH3
354 DIAPH3
99 DIAPH4
281 DIAPH4
439 DIAPH4
441 DIAPH4
100 DIAPH4
341 DIAPH4
490 DIAPH4
444 DIAPH4
201 DIAPH4
291 DIAPH4
491 DIAPH4
680 DIAPH4
102 DIAPH4
283 DIAPH4
482 DIAPH4
666 DIAPH4
103 DIAPH4
297 DIAPH4
495 DIAPH4
667 DIAPH4
104 DIAPH4

288 DIAPH4
496 DIAPH4
668 DIAPH4
105 DIAPH4
289 DIAPH4
497 DIAPH4
669 DIAPH4
106 DIAPH4
290 DIAPH4
498 DIAPH4
670 DIAPH4
107 DIAPH4
291 DIAPH4
499 DIAPH4
671 DIAPH4
108 DIAPH4
292 DIAPH4
500 DIAPH4
672 DIAPH4
109 DIAPH4
293 DIAPH4
501 DIAPH4
673 DIAPH4
110 DIAPH4
295 DIAPH4
503 DIAPH4
674 DIAPH4
111 DIAPH4
297 DIAPH4
505 DIAPH4
675 DIAPH4
112 DIAPH4
298 DIAPH4
506 DIAPH4
676 DIAPH4
113 DIAPH4
299 DIAPH4
507 DIAPH4
677 DIAPH4
492 DIAPH4
284 DIAPH4
494 DIAPH4
286 DIAPH4
504 DIAPH4
296 DIAPH4
502 DIAPH4
294 DIAPH4
263 DIAPH4
84 DIAPH5
261 DIAPH5
470 DIAPH5
648 DIAPH5
86 DIAPH5
283 DIAPH5
471 DIAPH5
649 DIAPH5
88 DIAPH5
262 DIAPH5
472 DIAPH5
650 DIAPH5
87 DIAPH5
265 DIAPH5
473 DIAPH5
651 DIAPH5
88 DIAPH5
268 DIAPH5
476 DIAPH5
652 DIAPH5
89 DIAPH5
269 DIAPH5
477 DIAPH5
653 DIAPH5

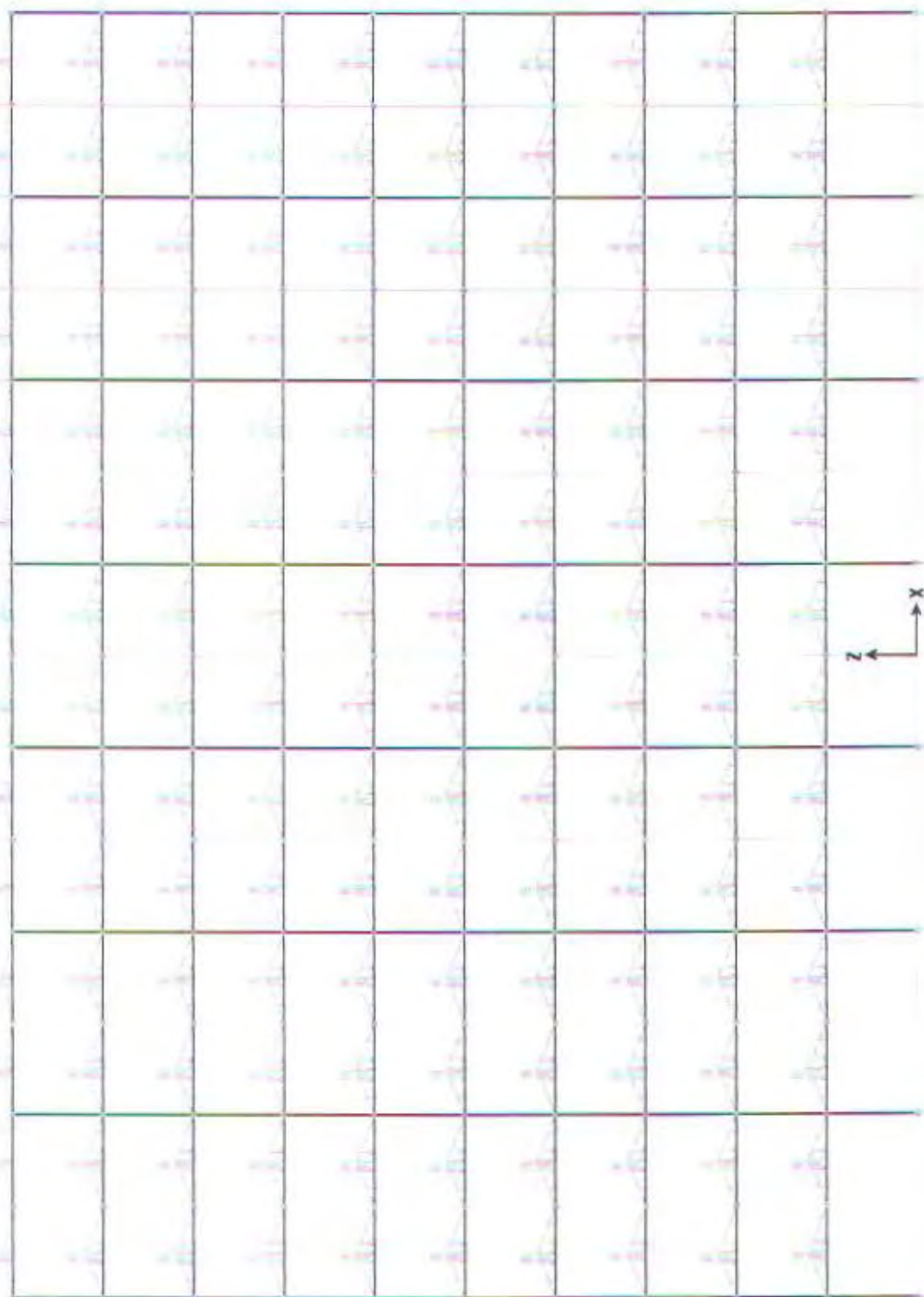
639 DIAPH6
76 DIAPH6
252 DIAPH6
460 DIAPH6
640 DIAPH6
77 DIAPH6
253 DIAPH6
461 DIAPH6
641 DIAPH6
78 DIAPH6
254 DIAPH6
462 DIAPH6
642 DIAPH6
79 DIAPH6
255 DIAPH6
463 DIAPH6
643 DIAPH6
80 DIAPH6
257 DIAPH6
465 DIAPH6
644 DIAPH6
81 DIAPH6
259 DIAPH6
467 DIAPH6
645 DIAPH6
82 DIAPH6
260 DIAPH6
468 DIAPH6
646 DIAPH6
83 DIAPH6
261 DIAPH6
469 DIAPH6
247 DIAPH6
454 DIAPH6
246 DIAPH6
456 DIAPH6
248 DIAPH6
466 DIAPH6
238 DIAPH6
464 DIAPH6
236 DIAPH6
362 DIAPH6
24 DIAPH7
213 DIAPH7
411 DIAPH7
213 DIAPH7
233 DIAPH7
223 DIAPH7
411 DIAPH7
619 DIAPH7
23 DIAPH7
222 DIAPH7
414 DIAPH7
220 DIAPH7
27 DIAPH7
228 DIAPH7
416 DIAPH7
226 DIAPH7
226 DIAPH7
22 DIAPH7
230 DIAPH7
418 DIAPH7
422 DIAPH7
22 DIAPH7
211 DIAPH7
439 DIAPH7
211 DIAPH7
60 DIAPH7
232 DIAPH7
440 DIAPH7
624 DIAPH7
61 DIAPH7
232 DIAPH7

x
 z



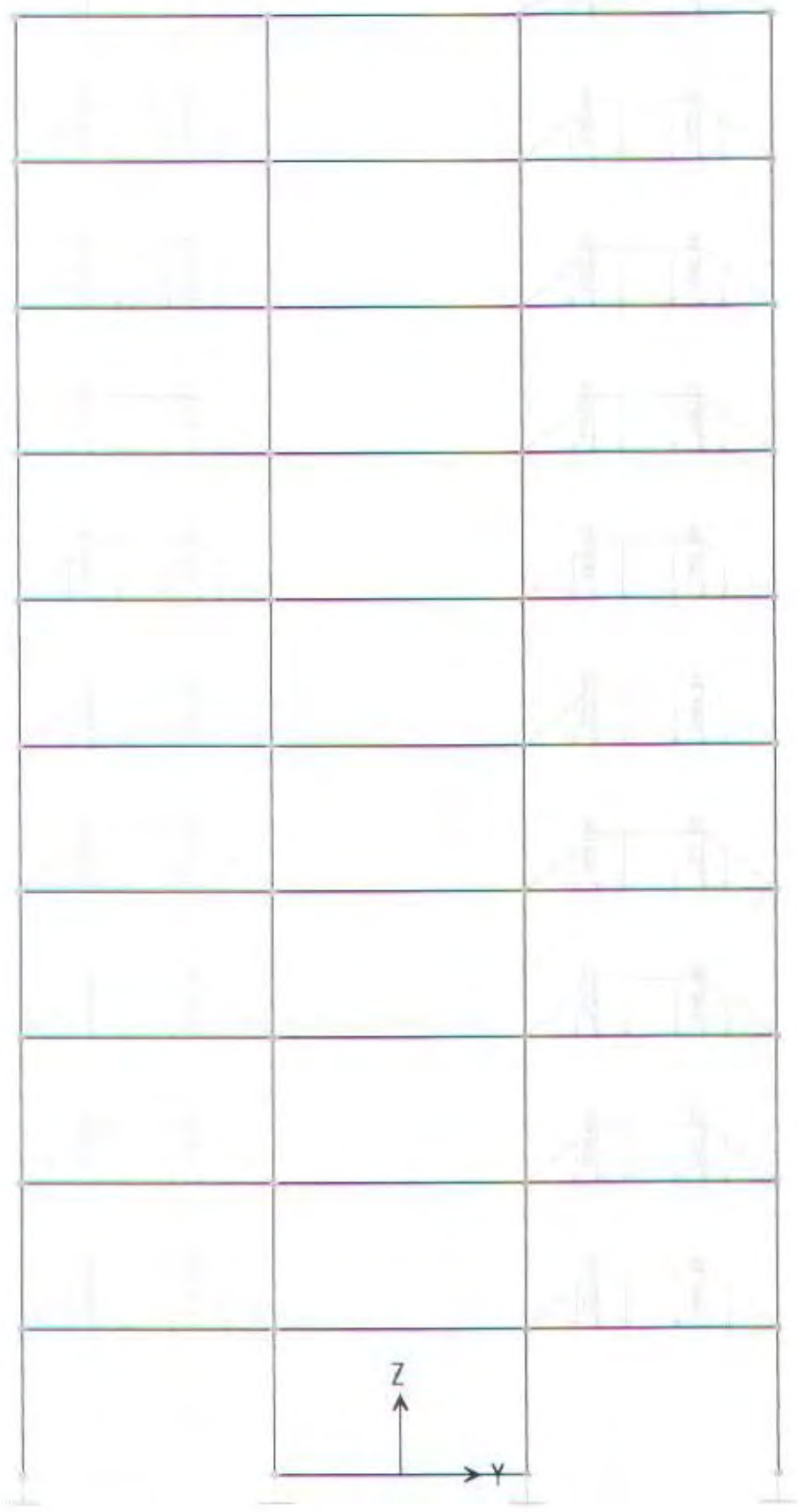
x
z





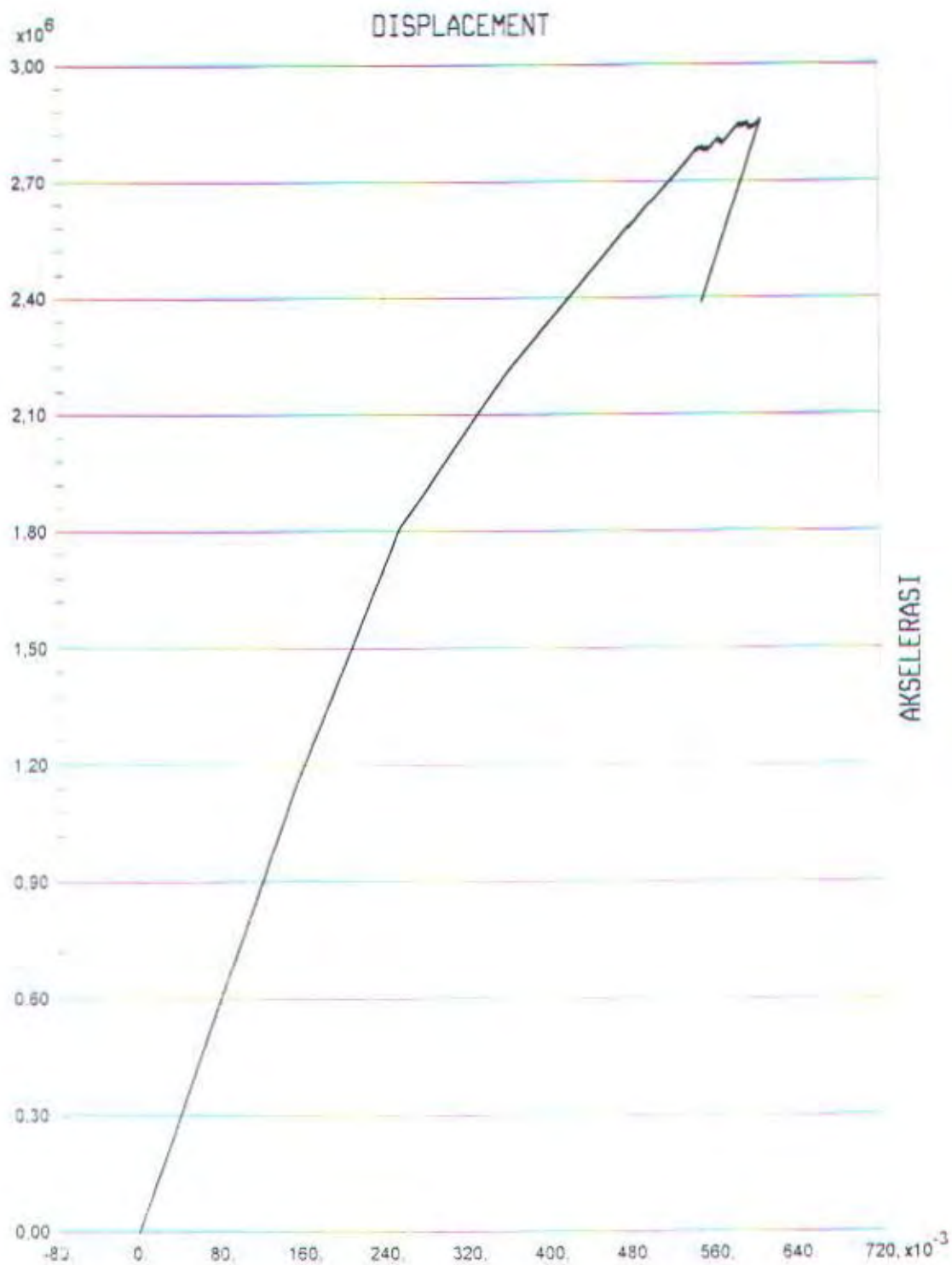
x
z

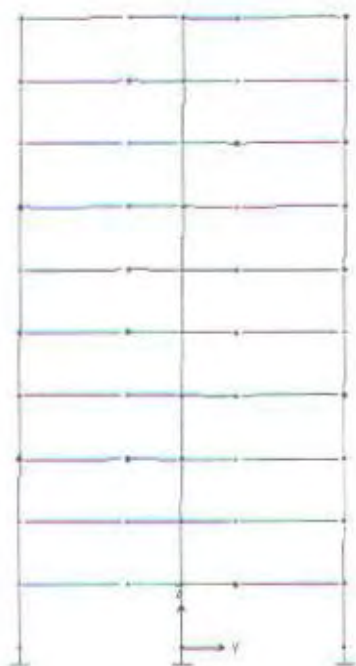








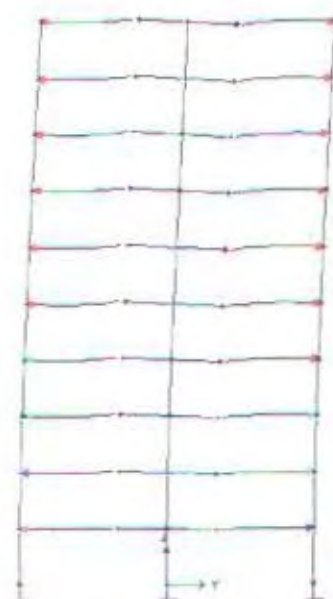




Step 3



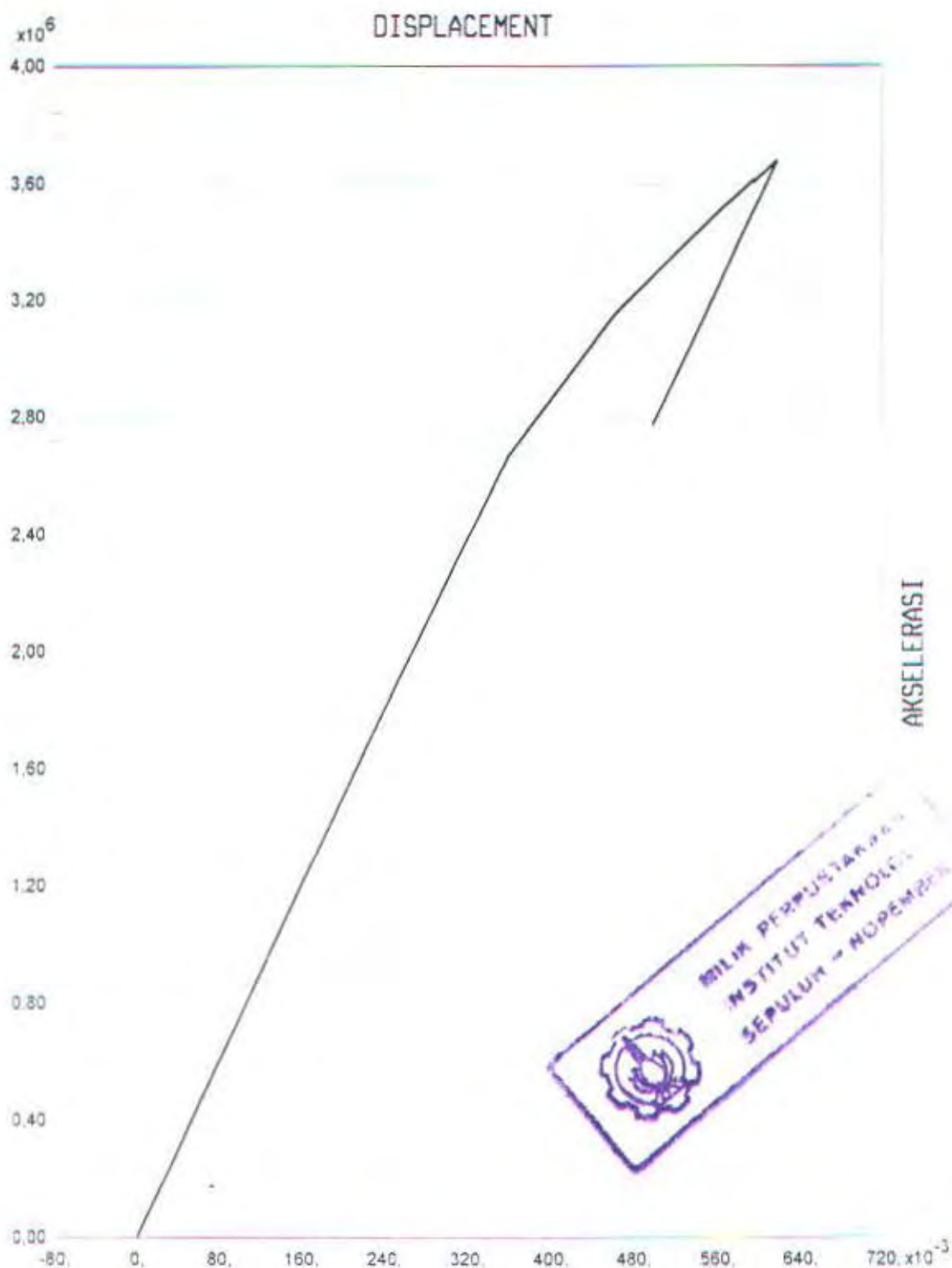
Step 6



Step 52

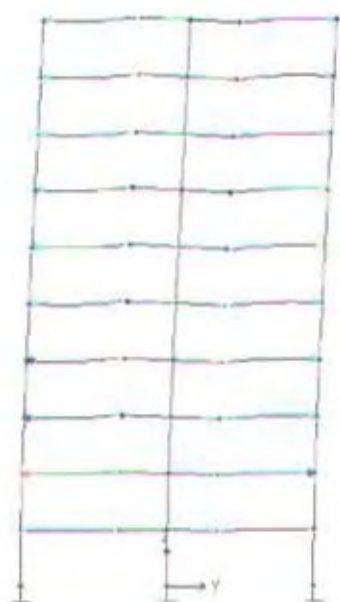


Pembentukan Sendi Plastis (Trial Awal)

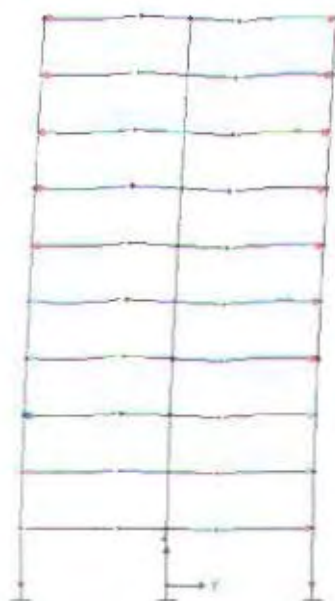




Step 4



Step 7

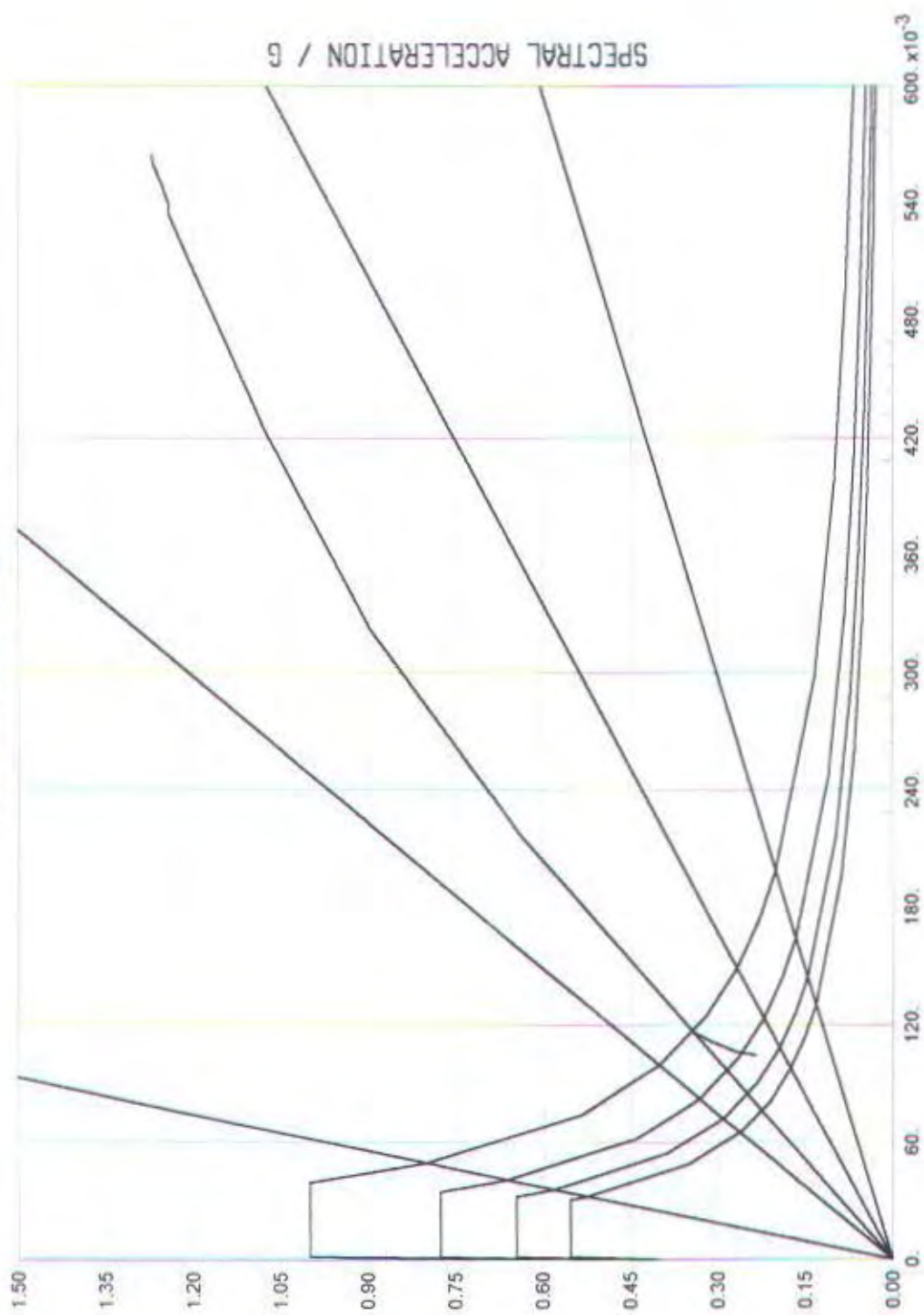


Step 14



Pembentukan Sensi Plastis (Trial Akhir)

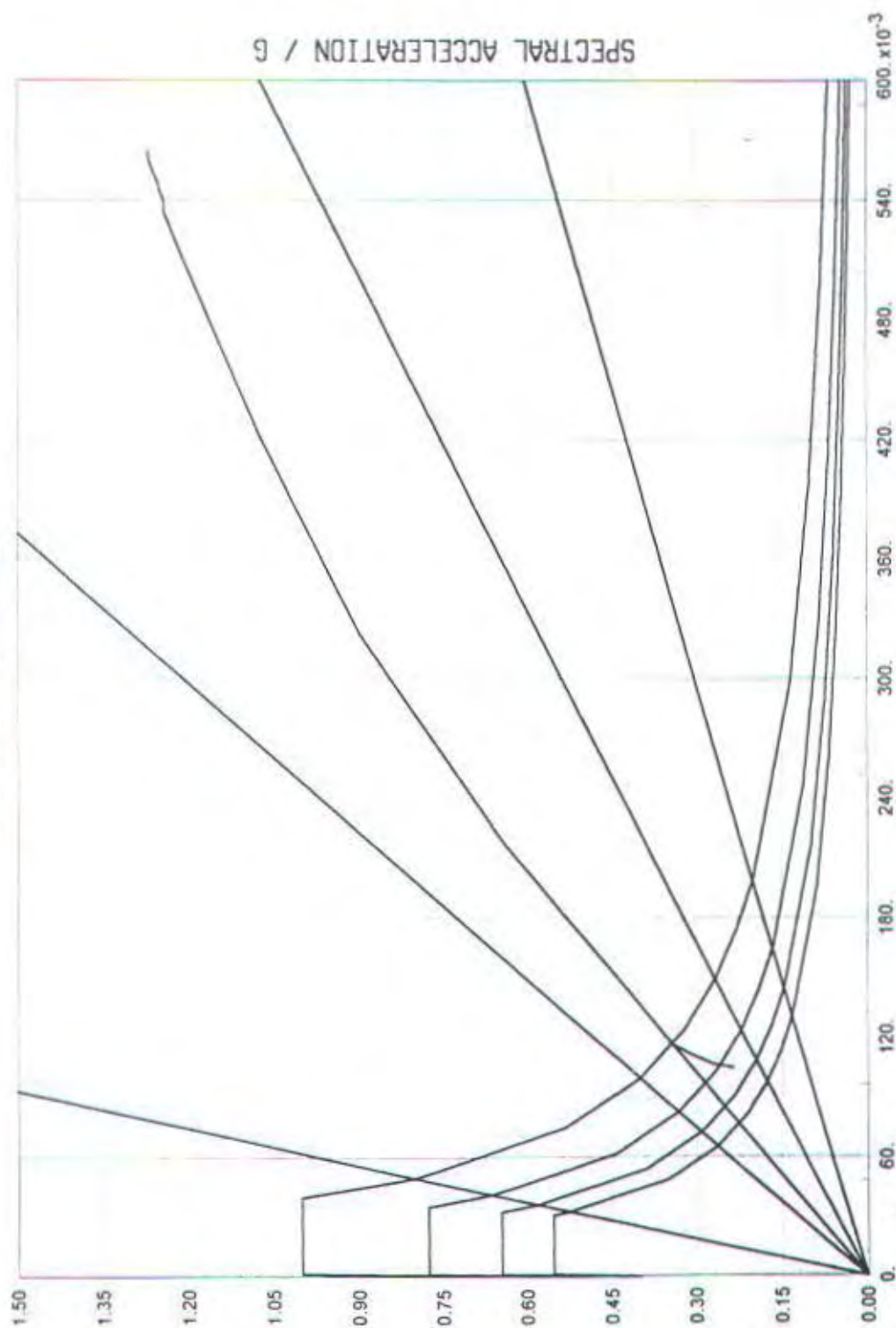
SPECTRAL DISPLACEMENT



Pushover Case PUSH2

Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*Q
0	1.170	0.050	0.000	0.000	0.116	0.342	1.000	1.000
1	1.170	0.050	0.085	0.249	0.116	0.342	0.671	1.180
2	1.170	0.050	0.169	0.498	0.116	0.342	0.671	1.180
3	1.170	0.050	0.217	0.638	0.116	0.342	0.671	1.180
4	1.203	0.066	0.323	0.897	0.111	0.309	0.662	1.115
5	1.258	0.091	0.423	1.075	0.106	0.271	0.653	1.091
6	1.305	0.107	0.512	1.209	0.105	0.249	0.649	1.109
7	1.316	0.110	0.534	1.242	0.105	0.244	0.649	1.115
8	1.323	0.114	0.540	1.242	0.105	0.241	0.647	1.103
9	1.326	0.114	0.546	1.251	0.105	0.240	0.647	1.105
10	1.328	0.115	0.548	1.251	0.105	0.239	0.646	1.101
11	1.333	0.117	0.560	1.268	0.105	0.237	0.646	1.104
12	1.338	0.119	0.565	1.270	0.104	0.235	0.645	1.095

SPECTRAL DISPLACEMENT





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTIANO
3199 100 007

GAMBAR

DENAH LANTAI DASAR

NO. GAMBAR

1

DISETUJUI

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTIANTO
3199 100 007

GAMBAR

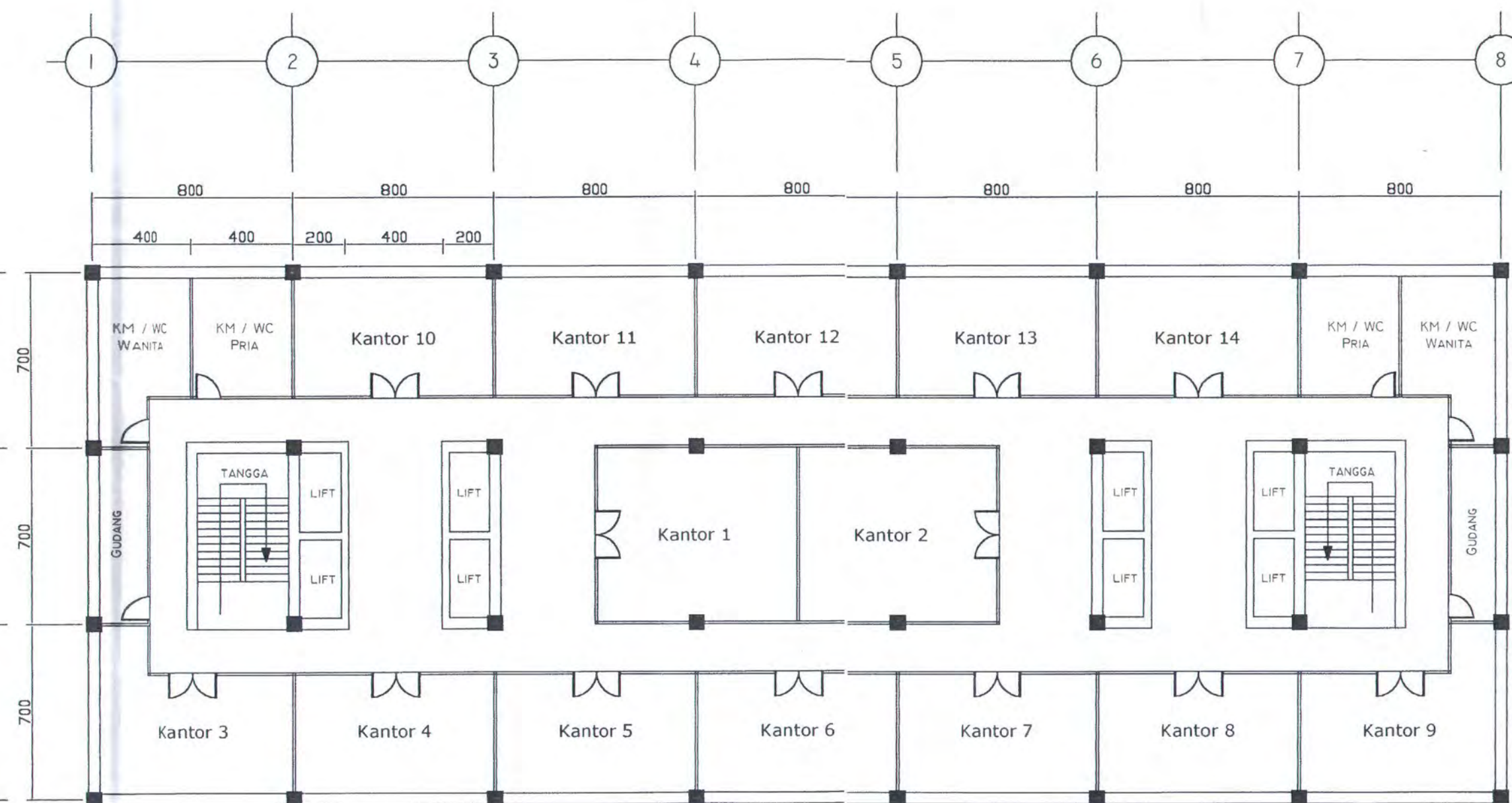
DENAH LANTAI 1 - 9

NO. GAMBAR

2

DISETUJUI

CATATAN



DENAH LANTAI 1 - 9
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTIANTO
3199 100 007

GAMBAR

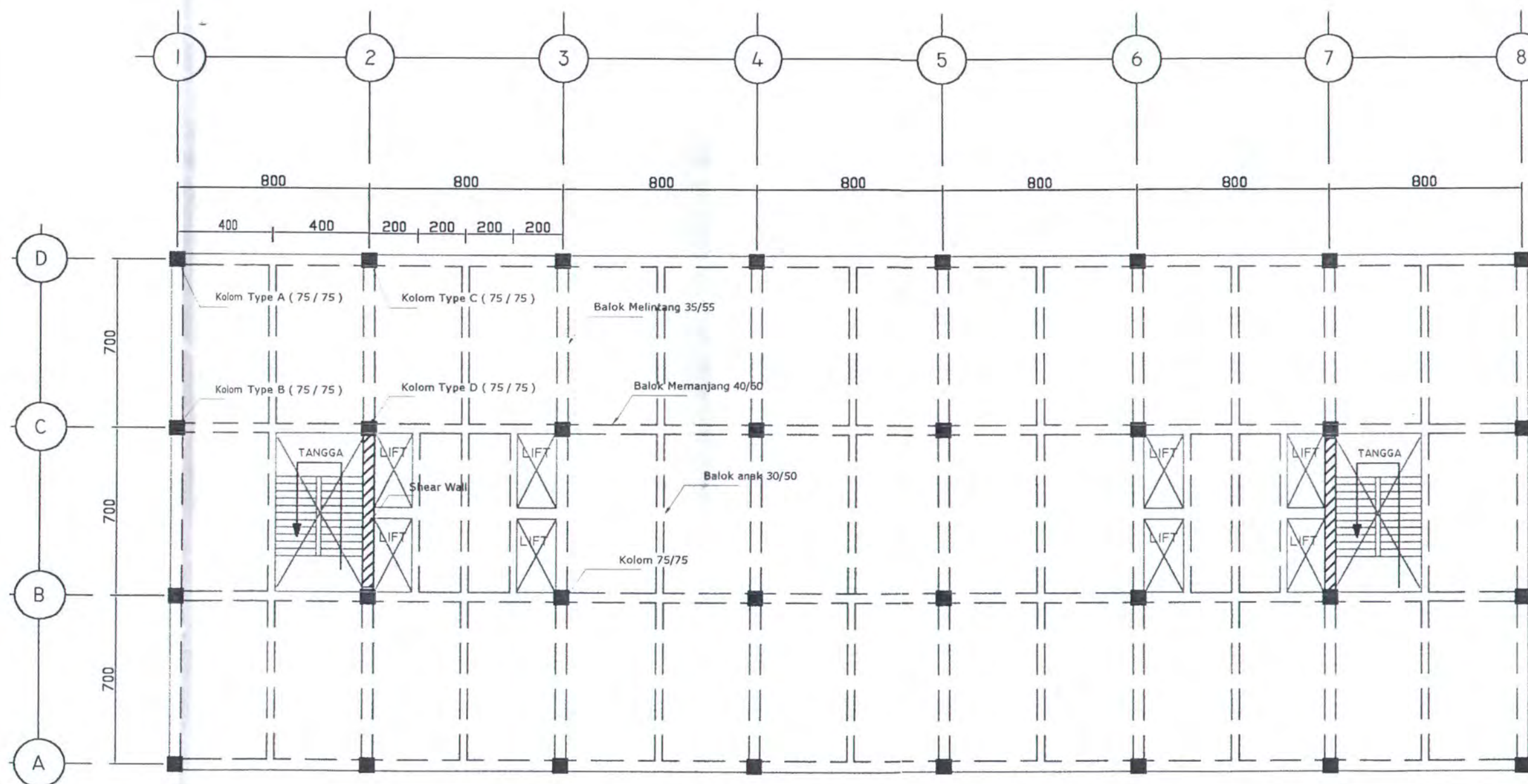
DENAH BALOK DAN
KOLOM LANTAI 1 - 9

NO. GAMBAR

3

DISETUJUI

CATATAN



DENAH BALOK - KOLOM LANTAI 1 - 9

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTANTO
3199 100 007

GAMBAR

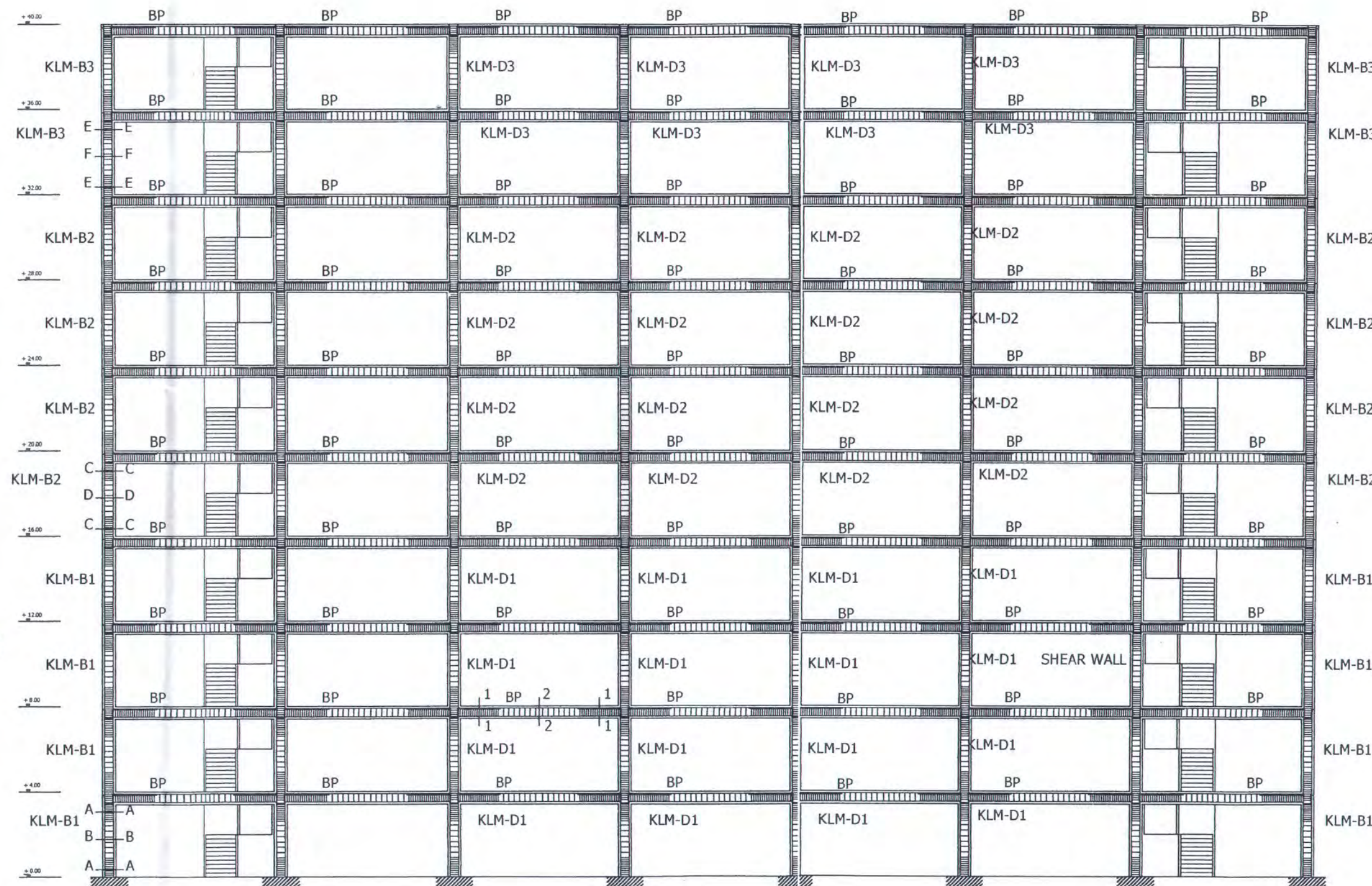
GAMBAR POTONGAN
MEMANJANG GEDUNG

NO. GAMBAR

4

DISETUJUI

CATATAN



POTONGAN MEMANJANG PORTAL B

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

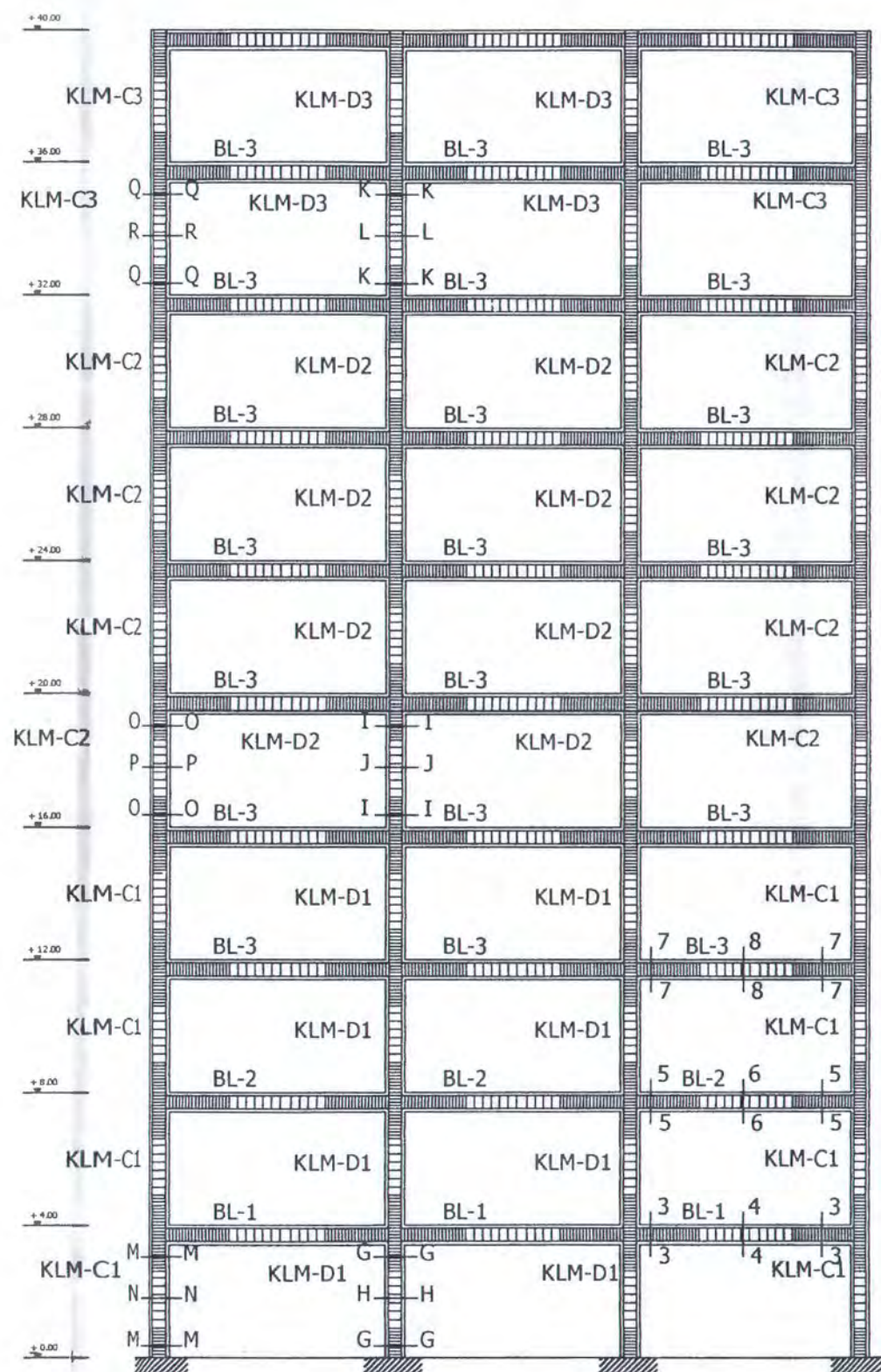
GAMBAR POTONGAN
MELINTANG GEDUNG

NO. GAMBAR

5

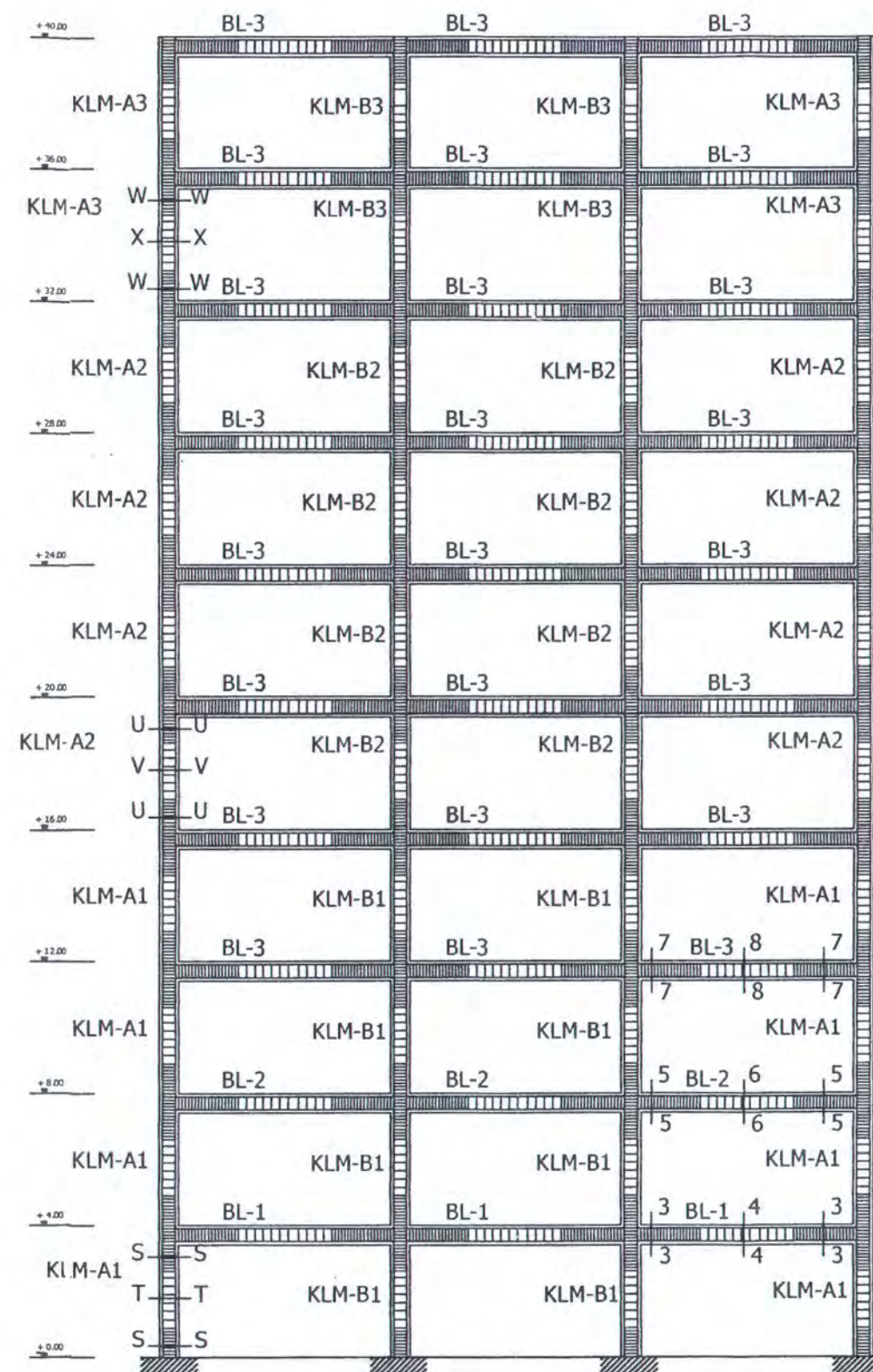
DISETUJUI

CATATAN



POTONGAN MELINTANG PORTAL 4

SKALA 1 : 200



POTONGAN MELINTANG PORTAL 1

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

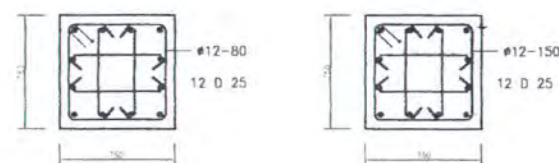
SKET TULANGAN
KOLOM

NO. GAMBAR

6

DISETUJUI

CATATAN



POTONGAN A - A

POTONGAN B - B

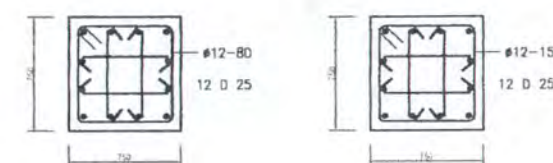
KOLOM - B1



POTONGAN C - C

POTONGAN D - D

KOLOM - B2



POTONGAN E - E

POTONGAN F - F

KOLOM - B3



POTONGAN G - G

POTONGAN H - H

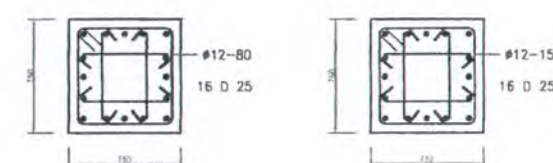
KOLOM - D1



POTONGAN I - I

POTONGAN J - J

KOLOM - D2



POTONGAN K - K

POTONGAN L - L

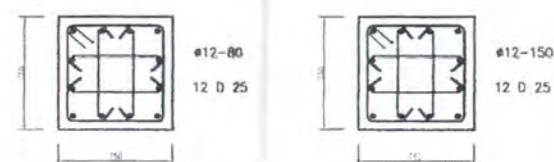
KOLOM - D3



POTONGAN M - M

POTONGAN N - N

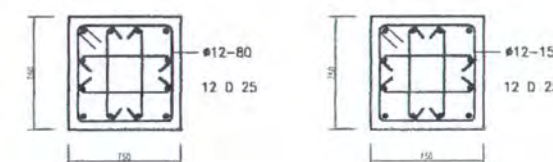
KOLOM - C1



POTONGAN O - O

POTONGAN P - P

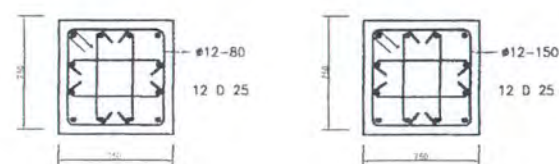
KOLOM - C2



POTONGAN Q - Q

POTONGAN R - R

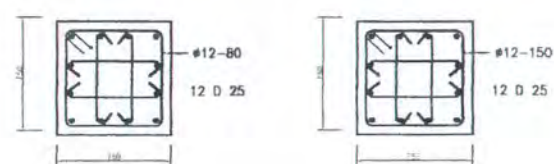
KOLOM - C3



POTONGAN S - S

POTONGAN T - T

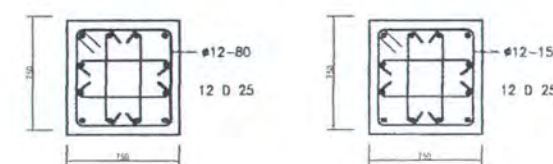
KOLOM - A1



POTONGAN U - U

POTONGAN V - V

KOLOM - A2



POTONGAN W - W

POTONGAN X - X

KOLOM - A3



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTANTO
3199 100 007

GAMBAR

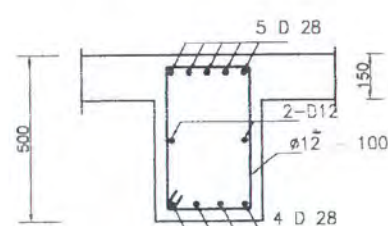
SKET TULANGAN
BALOK

NO. GAMBAR

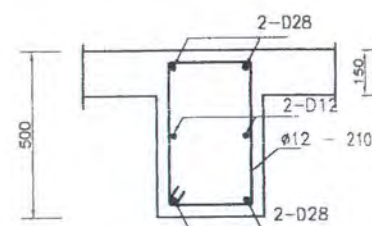
7

DISETUJUI

CATATAN

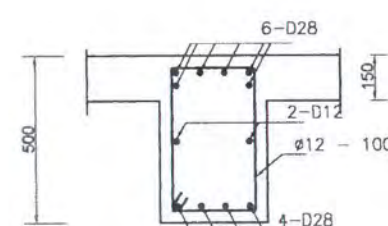


POTONGAN 3 - 3

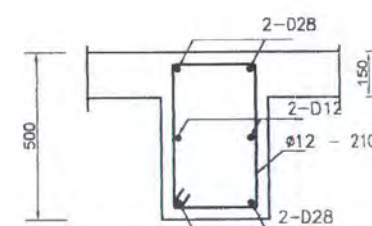


POTONGAN 4 - 4

BALOK - BL1

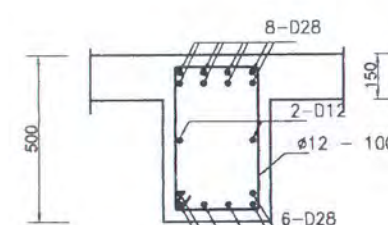


POTONGAN 5 - 5

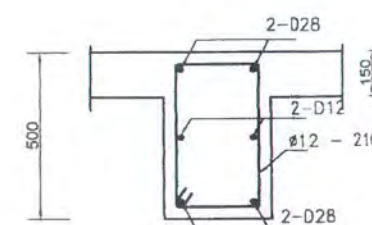


POTONGAN 6 - 6

BALOK - BL 2

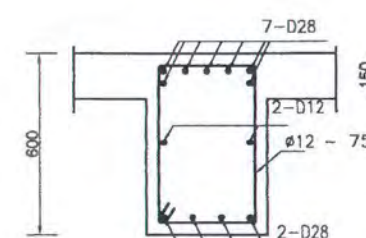


POTONGAN 7 - 7

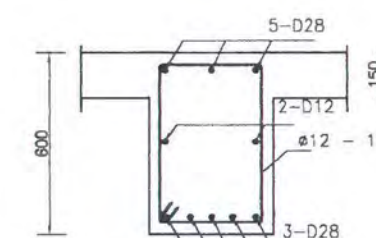


POTONGAN 8 - 8

BALOK BL - 3

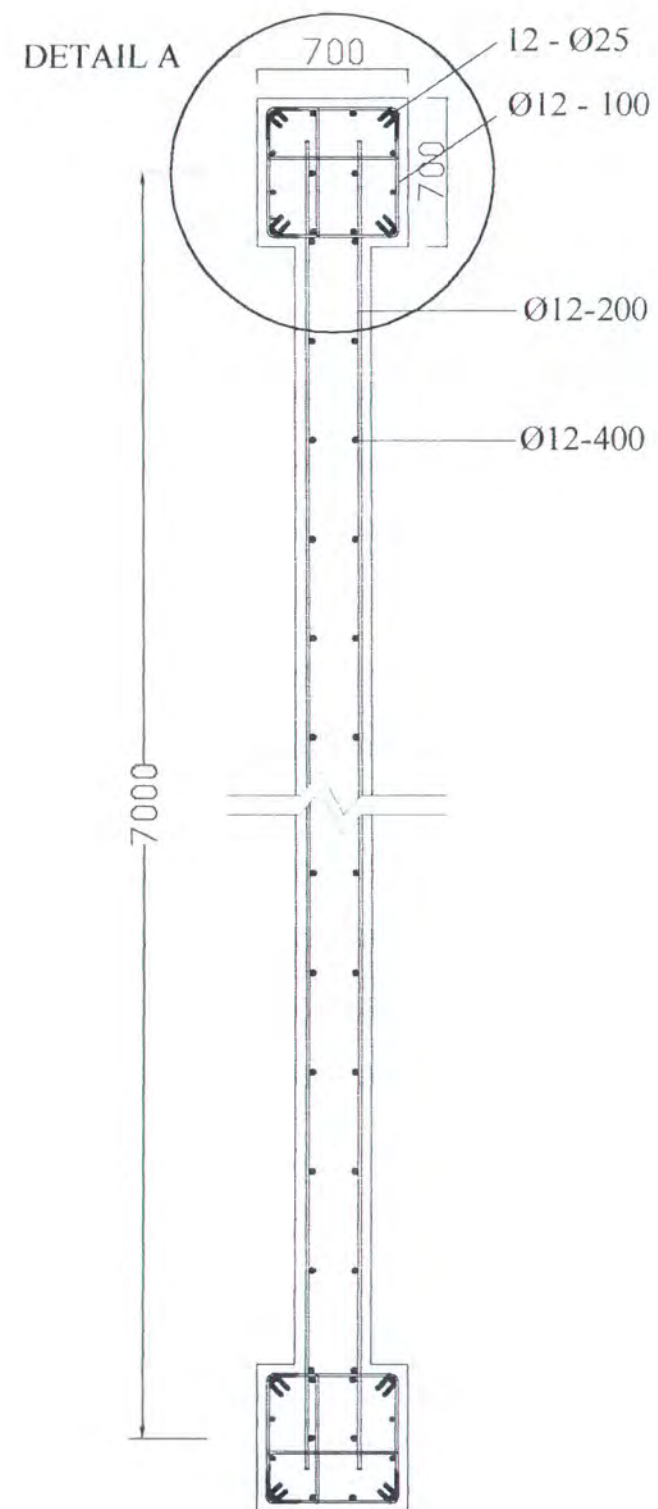


POTONGAN 1 - 1

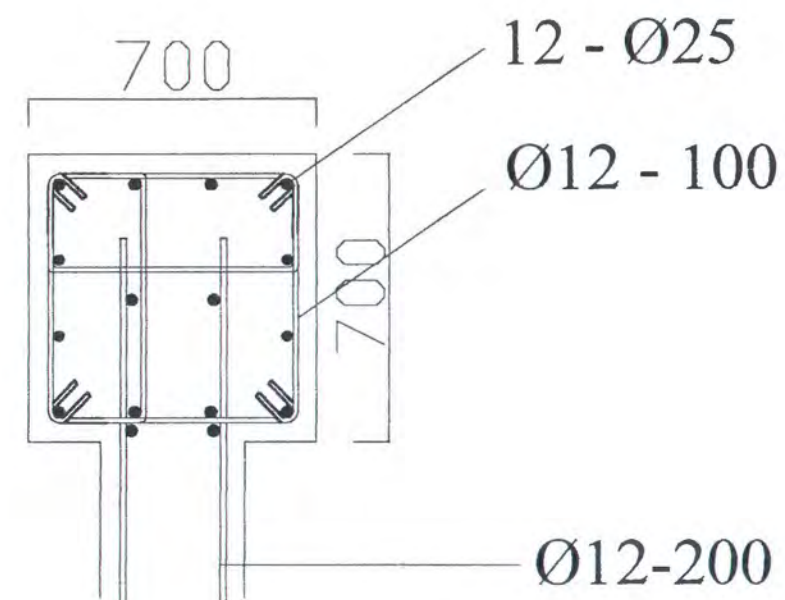


POTONGAN 2 - 2

BALOK BP



PENULANGAN SHEAR WALL



DETAIL A (BOUNDARY ELEMENT)



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

PENULANGAN
SHEARWALL

NO. GAMBAR

8

DISETUJUI

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTANTO
3199 100 007

GAMBAR

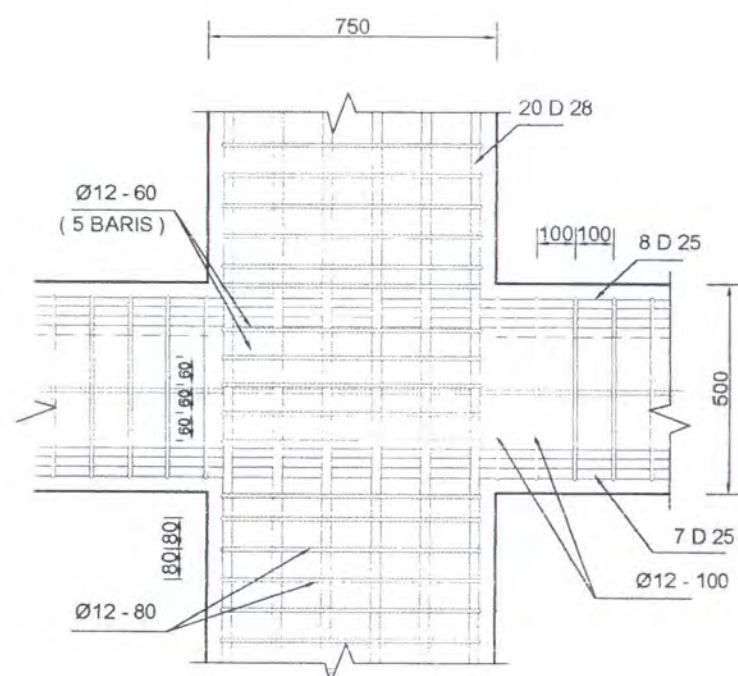
BEAM - COLUMN JOINT
PORTAL MELINTANG

NO. GAMBAR

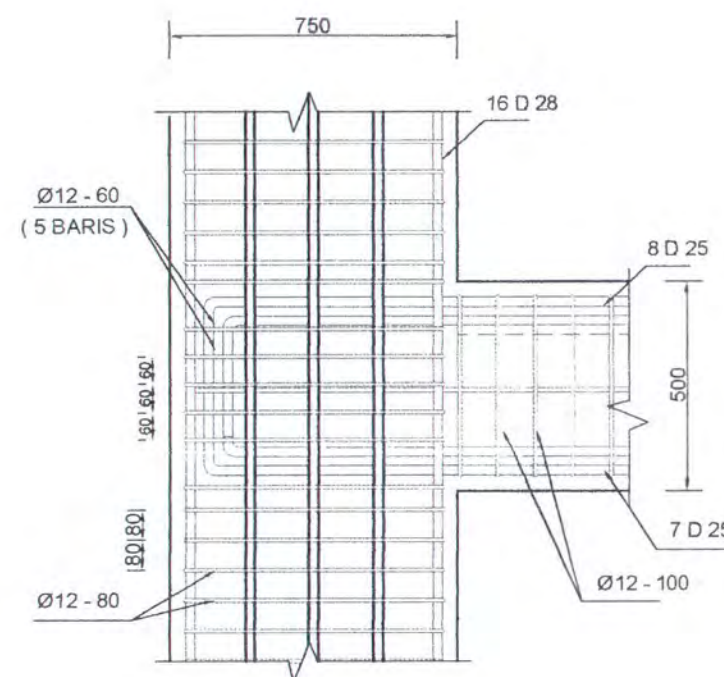
9

DISETUJUI

CATATAN



BALOK KOLOM JOINT INTERIOR
PORTAL 2 LANTAI 3
SKALA 1:20



BALOK KOLOM JOINT EKSTERIOR
PORTAL 2 LANTAI 3
SKALA 1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

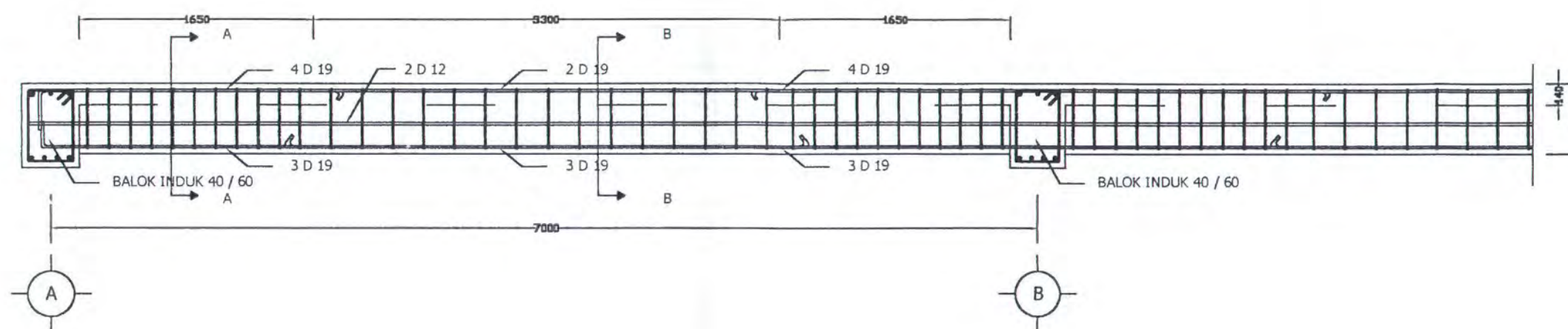
TULANGAN BALOK
ANAK ATAP

NO. GAMBAR

10

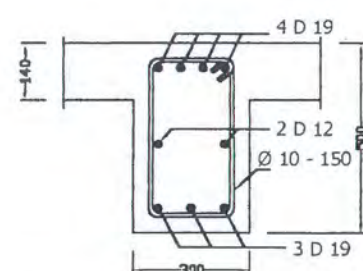
DISETUJUI

CATATAN

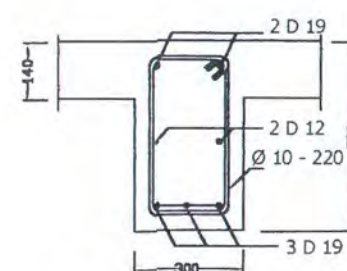


POTONGAN MEMANJANG BALOK ANAK ATAP

SKALA 1 : 40



POTONGAN A - A



POTONGAN B - B



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

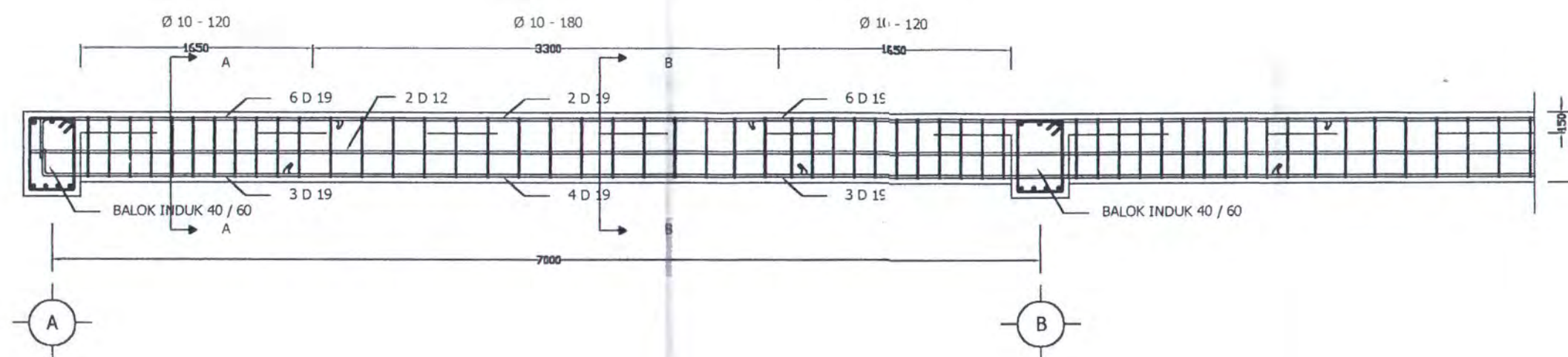
TULANGAN BALOK
ANAK LANTAI

NO. GAMBAR

11

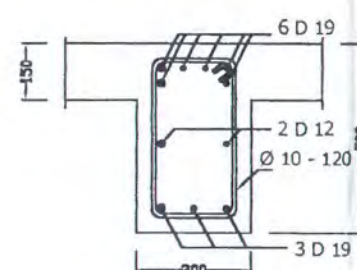
DISETUJUI

CATATAN

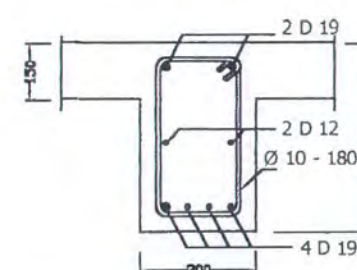


POTONGAN MEMANJANG BALOK ANAK LANTAI

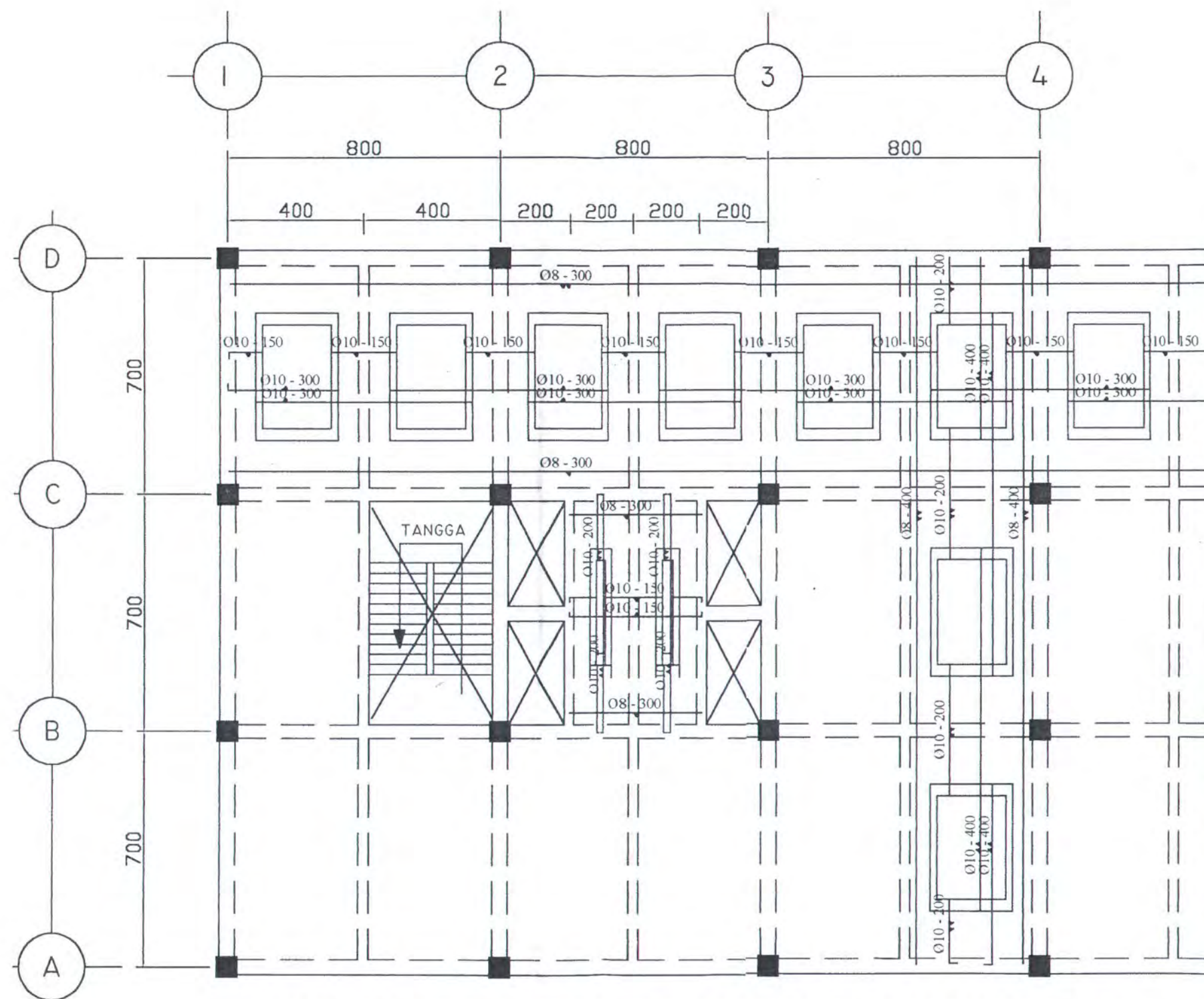
SKALA 1 : 40



POTONGAN A - A



POTONGAN B - B



PENULANGAN PELAT LANTAI 1 - 9

SKALA 1 : 150



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERUS FAJAR
KRISTANTO
3199 100 007

GAMBAR

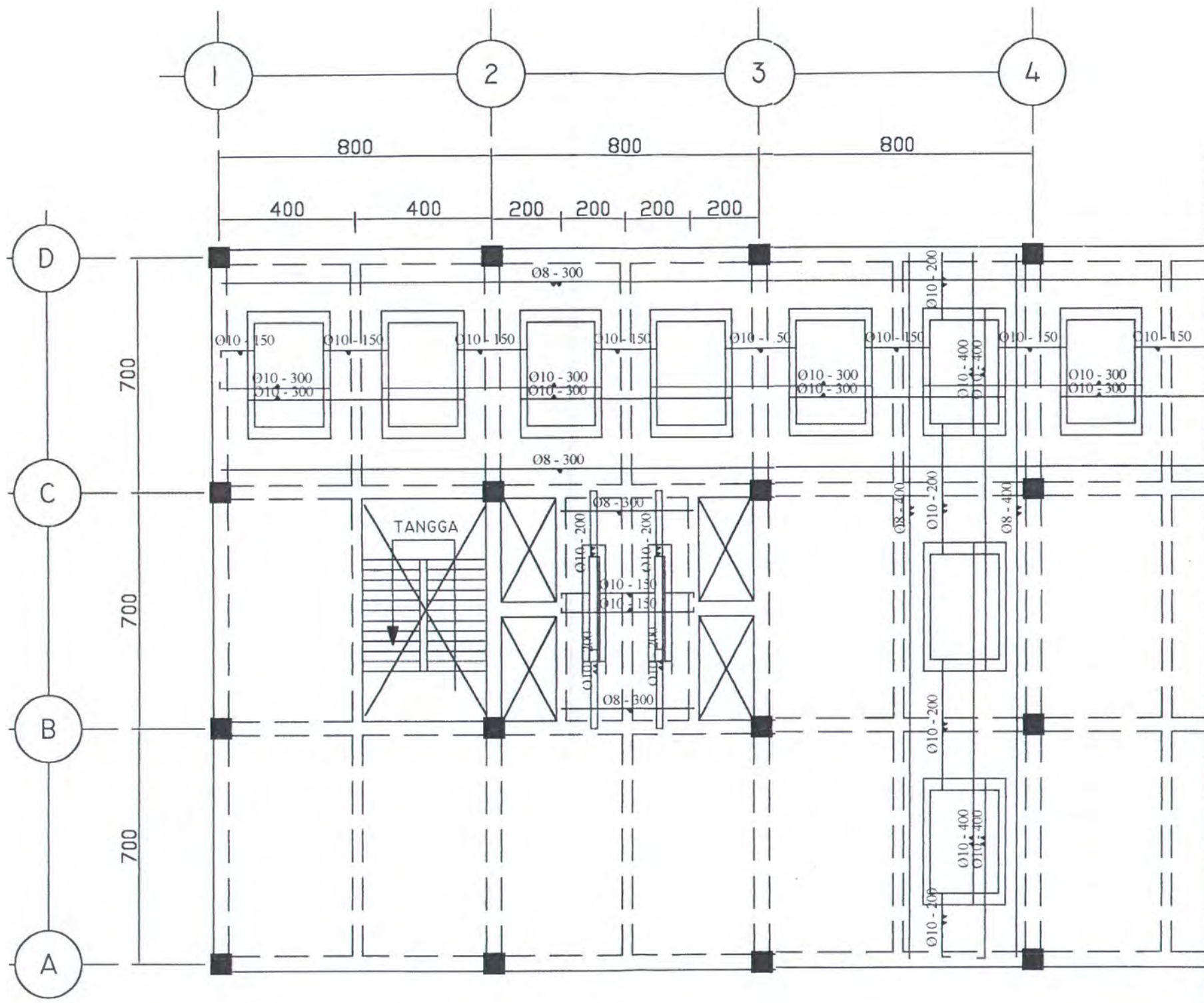
PENULANGAN PELAT
LANTAI 1 - 9

NO. GAMBAR

12

DISETUJUI

CATATAN



PENULANGAN PELAT ATAP

SKALA 1 : 150



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - JTS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

PENULANGAN PELAT
ATAP

NO. GAMBAR

13

DISETUJUI

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

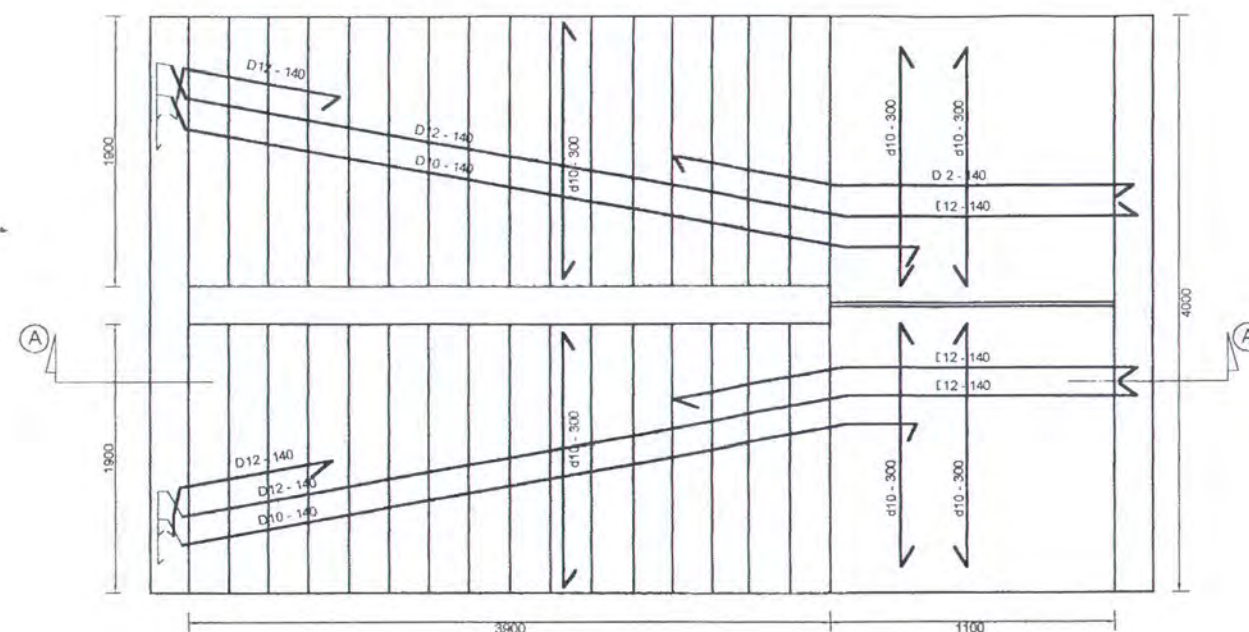
DETAIL PENULANGAN
TANGGA

NO. GAMBAR

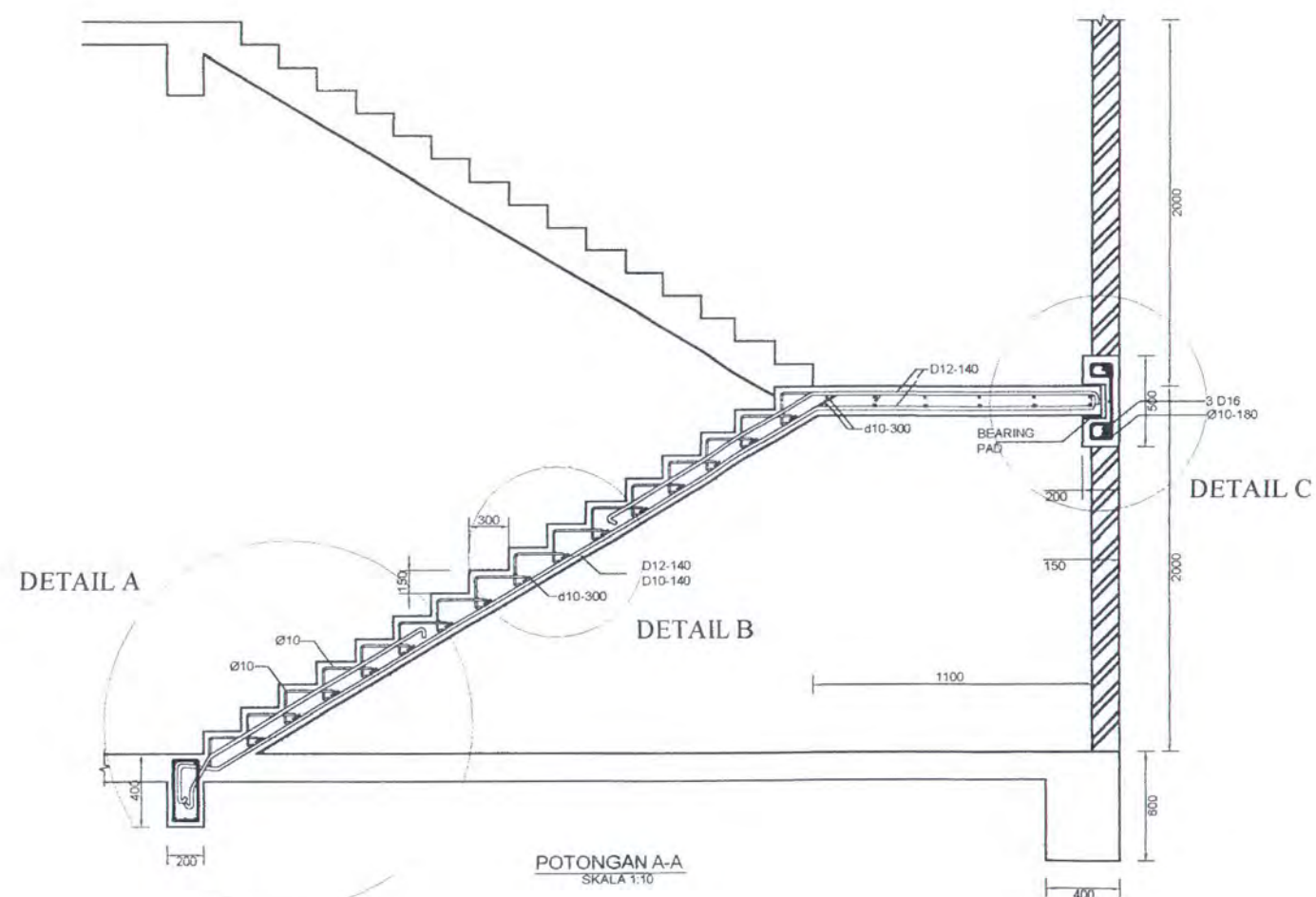
14

DISETUJUI

CATATAN



DENAH PENULANGAN TANGGA
SKALA 1:10



POTONGAN A-A
SKALA 1:10



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTANTO
3199 100 007

GAMBAR

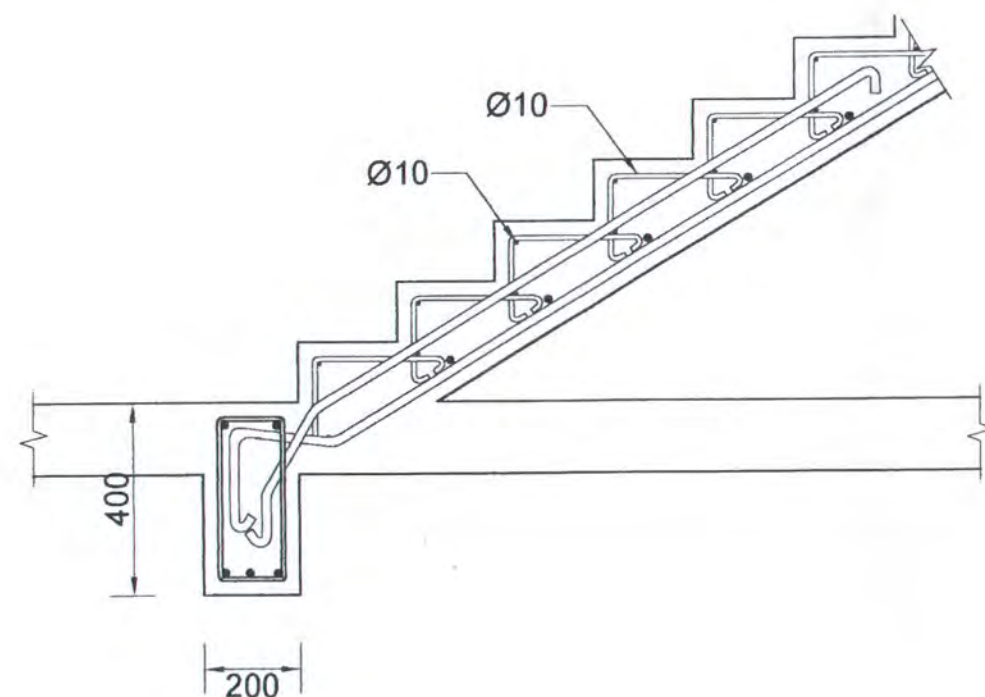
DETAIL PENULANGAN
TANGGA

NO. GAMBAR

15

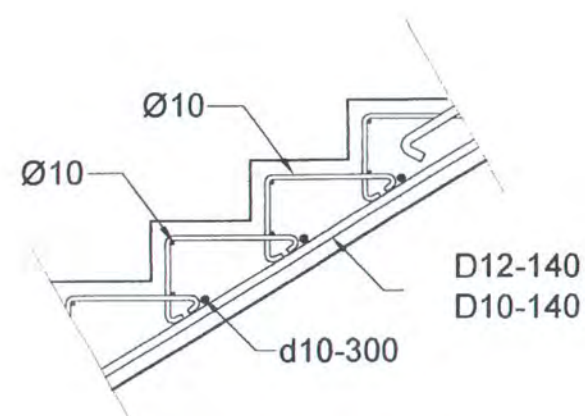
DISETUJUI

CATATAN



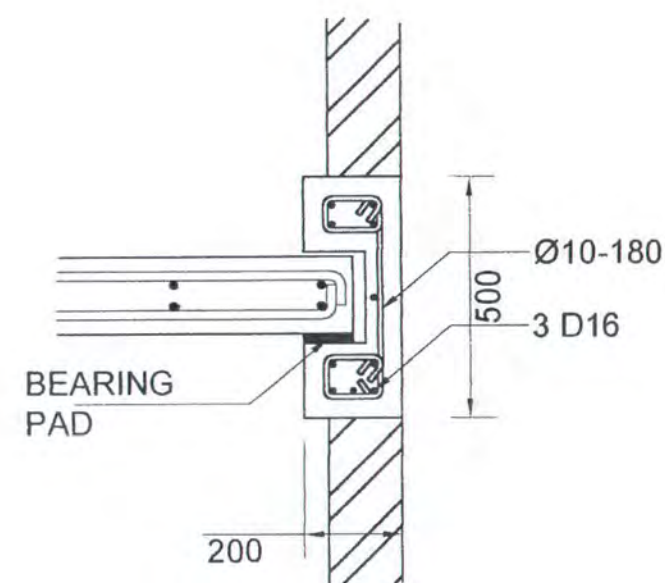
DETAIL A

SKALA 1 : 40



DETAIL B

SKALA 1 : 40



DETAIL C

SKALA 1 : 40